



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERIA – ESTRUCTURAS

PROPUESTAS REGLAMENTARIAS PARA EL DISEÑO EÓLICO DE PUENTES

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
ING. REY FRANCISCO GARCÍA RUÍZ

TUTOR:  
DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

MÉXICO, CDMX. NOVIEMBRE 2018



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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 esta 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.

**JURADO ASIGNADO:**

Presidente: Dr. Pozos Estrada Adrián  
Secretario: Dr. Rivera Vargas Darío  
Vocal: Dr. Hernández Barrios Hugo  
1 er. Suplente: Dr. Gómez Martínez Roberto  
2 do. Suplente: Dr. Chávez Cano Marcos Mauricio

Lugar donde se realizó la tesis: FES ACATLAN, UNAM.

**TUTOR DE TESIS:**

-----  
Dr. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS

## **DEDICATORIA**

### **A MIS PADRES MARÍA FRANCISCA Y RODOLFO CELSO**

*Por las lecciones de vida que me han enseñado; a mi madre que no ha demostrado sentimientos de desfallecimiento a pesar de las difíciles pruebas que la vida le ha puesto, por enseñarme el valor del amor, la paciencia, la pasión, el coraje y la humildad; y a mi padre por ayudarme a forjar mi carácter.*

### **A MIS HERMANOS ERIKA VIRIDIANA, RODOLFO ENRIQUE, LAURA, ITZAYANA Y ANDREA**

*Con ustedes he compartido grandes momentos en los cuales hemos reído y llorado, que nos han ayudado a madurar y comprender que la familia es un lazo difícil de romper; gracias por brindarme su amor y confianza.*

### **A TODA MI FAMILIA**

*Por el apoyo que me han brindado; en especial a mis abuelas Antonia y Catarina por enseñarme las raíces de donde provengo y el sentirse orgulloso de ello.*

# **AGRADECIMIENTOS**

## **COMPAÑEROS Y AMIGOS**

*A todas mis amigas y amigos gracias por todo el apoyo que me han brindado, especialmente al Ing. Álvaro Avellaneda Hernández colega y amigo que me ha demostrado un apoyo incondicional y a mi mejor amigo Ing. Carlos Evaristo Rodríguez Domínguez con el cual he vivido aventuras extraordinarias.*

## **PROFESORES**

*A todos ustedes por ayudarme en mi formación académica, por transmitir sus conocimientos con desapego y a manos llenas durante la maestría; especialmente al Dr. Hugo Hernández Barrios por su paciencia y su valioso tiempo en la supervisión de este trabajo.*

## **UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

*Por brindarme la oportunidad de estudiar el posgrado en sus instalaciones.*

## **† ING. JAVIER DE JESÚS MONTERO AVILA**

*Gracias por brindarme su amistad y confianza, dejo una meta muy en alto, que día a día me esfuerzo por alcanzar, nuestra última despedida fue un hasta luego.*

*El estar rodeado de gente tan valiosa como ustedes me ha ayudado a lograr mis metas, a todos ustedes mil gracias.*

# INDICE

CAPÍTULO 1.....	1
INTRODUCCIÓN .....	1
1.1 ANTECEDENTES .....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ALCANCES .....	2
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS .....	3
CAPÍTULO 2.....	5
NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO ESTÁTICO DEBIDO A CARGAS EÓLICAS EN PUENTES.....	5
2.1 INTRODUCCIÓN .....	5
2.2 NORMATIVA.....	5
2.2.1 VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO O VELOCIDAD BÁSICA .....	6
2.2.2 PRESIÓN DE DISEÑO DEL VIENTO.....	7
2.2.3.2 LEY DE POTENCIA.....	12
2.2.4 CATEGORÍA DE TERRENO .....	13
2.2.5 FACTOR DE TOPOGRAFÍA.....	14
2.2.6 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	15
2.2.7 LONGITUD DE RUGOSIDAD .....	16
2.2.8 COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN.....	16
2.2.9 TURBULENCIA DEL VIENTO .....	17
2.2.10 INTENSIDAD DE TURBULENCIA.....	17
2.2.11 FACTOR DE FORMA.....	18
2.2.12 EFECTO DE RÁFAGA .....	18
CAPÍTULO 3.....	21
EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA CARGA ESTÁTICA DEBIDA AL VIENTO.....	21
3.1 INTRODUCCIÓN .....	21
3.2 VELOCIDAD DE VIENTO EN LA REGIÓN.....	24
3.3 APLICACIÓN DE NORMATIVA .....	24
3.3.1 NORMATIVA NIT-SCT (2001) .....	24
3.3.2 NORMATIVA AASHTO (2012) .....	24
3.3.3 NORMATIVIDAD EN 1991-1-4 (2005) .....	24
3.3.4 NORMATIVIDAD SHB (2002) .....	29

3.3.4	NORMATIVIDAD CAN/CSA-S6-06 (2006)	31
3.4	APLICACIÓN DE LAS PRESIONES OBTENIDAS	31
3.4.1	MODELACIÓN DEL PUENTE	32
3.6.2	RESULTADOS	37
CAPÍTULO 4.....		41
EFECTOS DINÁMICOS DEBIDOS A CARGAS EÓLICAS EN PUENTES.....		41
4.1	INTRODUCCIÓN.....	41
4.2	SUSCEPTIBILIDAD A LA EXCITACIÓN AERODINÁMICA.....	41
4.3	SUGERENCIAS PROPUESTAS EN NORMAS INTERNACIONALES.....	42
4.4	COMPORTAMIENTO AERODINÁMICO.....	44
4.4.1	RESPUESTA CON AMPLITUD LIMITADA.....	46
4.4.2	RESPUESTA CON AMPLITUD DIVERGENTE.....	47
4.4.3	RESPUESTA DIVERGENTE SIN OSCILACIÓN.....	47
4.4.4	VIBRACIONES TRANSVERSALES INDUCIDAS POR EL DESPRENDIMIENTO DE VÓRTICES.....	47
4.4.4.1	MÉTODO SINUSOIDAL.....	49
4.4.4.2	MODELO DE CARGA ALEATORIA DE BANDA LIMITADA.....	49
4.4.5	FENOMENO DE BUFFETING.....	51
4.4.5.1	ENFOQUE EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA.....	52
4.4.5.2	INCERTIDUMBRES.....	52
4.4.5.3	ENFOQUE EN EL DOMINIO DEL TIEMPO.....	52
4.4.5.4	EFFECTOS DE BUFFETING EN PUENTES.....	53
4.4.6	FENOMENO DE FLUTTER.....	53
4.4.6.1	FLUTTER TORSIONAL.....	54
4.4.6.2	FLUTTER CLÁSICO O ACOPLADO.....	54
4.4.6.2.1	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DEL FLUTTER BIMODAL.....	54
4.4.6.2.2	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE FLUTTER MULTIMODAL.....	58
4.4.6.2.2.1	FRECUENCIA EN EL VIENTO Y RELACIÓN DE AMORTIGUACIÓN.....	63
4.4.7	FENÓMENO DE GALLOPING.....	64
CAPÍTULO 5.....		69
COEFICIENTES AERODINÁMICOS Y DERIVADAS AERODINÁMICAS.....		69
5.1	INTRODUCCIÓN.....	69
5.2	COEFICIENTES AERODINÁMICOS.....	69
5.3	DERIVADAS AERODINÁMICAS.....	70

5.4 OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES AERODINÁMICOS Y DERIVADAS AERODINÁMICAS.....	72
5.4.1 COEFICIENTES AERODINÁMICOS Y DERIVADAS DE FLUTTER DE SECCIONES VARIAS .....	72
5.4.2 SECCIONES TRANSVERSALES SY Y AS .....	82
5.4.3 SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE INDUSTRIAL RING ROAD .....	85
5.4.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE HARDANGER Y SECCIÓN RECTANGULAR .....	87
5.4.5 SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE MESSINA .....	89
5.4.6 CUATRO SECCIONES TRANSVERSALES .....	89
5.4.7 SECCIONES TRANSVERSALES CON RELACIÓN ANCHO/ESPESOR DISTINTOS .....	91
5.5 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO .....	91
5.5.1 FUERZAS Y MOMENTOS AERODINÁMICOS.....	92
5.6 CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS UTILIZANDO LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN Y DERIVADAS AERODINAMICAS.....	93
CAPÍTULO 6.....	97
RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EÓLICO DE PUENTES -UNA PROPUESTA- .....	97
6.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	97
6.1.1 ALCANCE .....	97
6.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS.....	97
6.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS. ....	97
6.4.1 SEGÚN SU IMPORTANCIA .....	97
6.4.2 SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO.....	98
6.5 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS POR VIENTO.....	99
6.5.1 MÉTODO SIMPLIFICADO .....	99
6.5.2 MÉTODO ESTÁTICO .....	100
6.5.2.1 PRESIÓN DE DISEÑO DEL VIENTO.....	100
6.5.2.2 VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO.....	100
6.5.2.3 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	102
6.5.2.4 COEFICIENTE TOPOGRÁFICO .....	103
6.5.2.5 COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN.....	104
6.5.2.6 FUERZA DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN X .....	105
6.5.2.7 FACTOR DE CARGA DE VIENTO.....	106
6.5.2.8 FUERZA DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN Y.....	107
6.5.2.9 FUERZA DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN Z.....	107
6.5.2.10 FUERZA DEL VIENTO EN PILAS.....	108

6.5.3 MÉTODO DINÁMICO.....	109
6.5.3.1 INESTABILIDAD AERODINÁMICA .....	111
6.5.3.2 GALLOPING.....	112
6.5.3.3 FLUTTER .....	112
6.5.3.4 VIBRACIÓN INDUCIDA POR VÓRTICES .....	113
6.5.3.4.1 FLEXIÓN VERTICAL .....	113
6.5.3.4.2 EN TORSIÓN.....	113
CAPÍTULO 7.....	115
APLICACIÓN DE LA PROPUESTA.....	115
7.1 INTRODUCCIÓN .....	115
7.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO.....	116
7.3 APLICACIÓN DEL MÉTODO DINÁMICO .....	119
7.4 APLICACIÓN DE LAS PRESIONES OBTENIDAS .....	123
7.4.1 RESULTADOS .....	124
7.5 REVISIÓN POR INESTABILIDAD AERODINÁMICA.....	128
7.5.1 REVISIÓN DE LAS VELOCIDADES A LAS CUALES SE PRESENTARIA LOS FENOMENOS DE GALLOPING, FLUTTER Y VIBRACIÓN INDUCIDA POR VÓRTICES A FLEXIÓN Y TORSIÓN.....	129
CAPÍTULO 8.....	132
CONCLUSIONES.....	132
REFERENCIAS .....	134
APÉNDICE A .....	139
NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE (NIT-SCT).....	139
APÉNDICE B .....	151
NORMATIVA - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASHTO).....	151
APÉNDICE C .....	157
NORMATIVA - EUROCÓDIGO 1 (EN 1991-1-4, 2005) .....	157
APÉNDICE D .....	167
SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES (SHB).....	167
APÉNDICE E.....	171
NORMATIVA CANADIENSE (CAN/CSA-S6-06) .....	171
APÉNDICE F.....	177
SIMULACIONES NUMÉRICAS DE RÁFAGA DE VIENTO.....	177

F.1 PROGRAMA PARA LA OBTENCIÓN DE SIMULACIONES COHERENTE E INCOHERENTE CON EL MÉTODO WAWS (ROSALES, 2018).....	177
F.2 PROGRAMA PARA OBTENER LOS DESPLAZAMIENTOS EN M PARA 8 DERIVADAS AERODINÁMICAS (ROSALES, 2018).....	180



# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 ANTECEDENTES.

Los puentes existentes en México presentan principalmente una configuración de claros cortos con un gálibo o espacio vertical libre no mayor a 10 m en su mayoría, configuración que los clasifica como estructuras rígidas, con periodos de vibrar cortos menores a 1 segundo y poco sensibles a la acción del viento. Recientemente en México se han construido puentes carreteros importantes, con sistemas de construcción de doble voladizo como el puente San Marcos ubicado sobre la autopista México-Tuxpan, tramo Nueva Necaxa-Ávila Camacho, km 862+236, Puebla y puentes soportados por cables; ejemplo de ello es el puente Baluarte un puente atirantado ubicado sobre la Autopista Durango-Mazatlán, km 157+400, Durango. Los puentes apoyados en cables se clasifican en puentes atirantados y puentes colgantes y se distinguen por su capacidad de cubrir grandes claros, que van desde 200 m hasta los 2500 m. Los puentes colgantes están compuestos principalmente por un sistema de cables principales parabólicos y un sistema de cables verticalmente o ligeramente inclinados conectados con el sistema de cables principales y que conectan el tablero del puente con el sistema de cables principal. Los puentes atirantados están soportados por un sistema de cables tensados que conectan el tablero con el pilón (marco rígido) y presentan una distribución principalmente en forma de arpa o en forma de abanico. Estos puentes por su configuración son clasificados como estructuras flexibles con periodos de vibrar largos, mayores a 1 segundo, susceptibles a la acción del viento.

Desde su creación en 1959 la Secretaría de Obras Públicas a través de la Dirección General de Proyecto de Vías Terrestres en su Departamento de Puentes, se dio a la tarea de publicar unas especificaciones para proyecto de puentes, donde, en el apartado de Cargas Debidas al Viento presenta las fuerzas que se aplicaran a la superestructura (losa y trabe) y subestructura (apoyos) de un puente debido a la acción del viento. Mismas que fueron actualizadas por la Subsecretaria de Obras Públicas (SOP), de Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas (SAHOP, 1976-1982).

En México, la normativa existente no cuenta con recomendaciones de diseño eólico para estructuras tipo puentes. La Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) por medio del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) en el documento N-PRY-CAR-6-01-004-01 (NIT-SCT, 2001) sugiere algunas recomendaciones para el diseño eólico de puentes, estas están enfocadas para puentes con claros máximos de 50 m.



Las presiones generadas por la acción del viento en estructuras rígidas se obtiene mediante un análisis estático, es decir, que los efectos del viento no varían con respecto al tiempo, mientras que en estructuras flexibles, por ser susceptibles a la acción del viento, se producen vibraciones excesivas e inestabilidad en la estructura, fenómenos a considerar para tener estructuras confiables y seguras para sus usuarios.

El diseño contra la inestabilidad requiere que la máxima velocidad del viento en el sitio en donde se ubicará el puente sea lo suficientemente menor que la velocidad crítica asociada a la ocurrencia de cierto fenómeno. Con respecto a las vibraciones inducidas, se requiere que durante el proceso de diseño estructural se revise que no se excedan las vibraciones máximas permitidas.

La inestabilidad causada por la interacción entre el aire en movimiento y la estructura en condiciones elásticas, se conoce como inestabilidad aeroelástica. La inestabilidad aeroelástica de un puente incluye divergencia torsional (estática), galopeo y flutter (dinámico), mientras que las vibraciones típicas inducidas por el viento consisten en el desprendimiento de vórtices y buffeting. Estos tipos de inestabilidad y vibraciones pueden ocurrir de manera aislada o interactuando entre ellas.

## 1.2 OBJETIVOS

El objetivo de la tesis es estudiar la respuesta que presentan las estructuras tipo puente de sección semirrígida con claros no mayores a 200 m, cuando están sujetas a la acción del viento y presentar una metodología apropiada para la determinación de las fuerzas que se generan por las acciones del viento sobre estas.

Además de proporcionar valores de coeficientes y derivadas aerodinámicas que se presentaron para determinadas secciones de puentes, que podrán ser empleados en secciones similares para un estudio preliminar del comportamiento de la sección de un puente en su etapa de anteproyecto.

Para alcanzar su objetivo, la tesis plantea las siguientes metas:

- Estudiar diferentes metodologías para la obtención de las presiones estáticas y dinámicas.
- Establecer los factores primordiales en la obtención de dichas presiones.
- Revisar artículos publicados donde se realizaron pruebas de túnel de viento a secciones de puentes para la obtención de los coeficientes y derivadas aerodinámicas características de la sección probada.
- Proponer las recomendaciones para el diseño eólico para puentes de sección semirrígida con claros no mayores a 200 m, con los requerimientos mínimos para la obtención de las presiones provocadas por la acción del viento en su condición estática y dinámica.

## 1.3 ALCANCES

El presente trabajo propone una metodología para el diseño eólico para puentes.

Los coeficientes y derivadas aerodinámicas se obtienen de las distintas pruebas en túnel de viento que se han realizado a diferentes secciones de puentes.



Las recomendaciones realizadas para el diseño eólico de puentes se realizan a partir de la literatura existente en el diseño eólico para puentes y de la evaluación de los factores que en ellos intervienen.

#### 1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La tesis se organiza en ocho capítulos conforme a lo siguiente:

- El Capítulo 1 expresa las razones que motivan la tesis, así como, los alcances y el objetivo de la tesis.
- El Capítulo 2 compara las normativas existentes para el cálculo de las presiones estáticas generadas por el viento, los tiempos de promediación y los periodos de retorno que se emplean en cada norma para obtener la velocidad media del viento, así como, los factores o coeficientes que en cada una de ellas se emplean en la obtención de las presiones estáticas.
- El Capítulo 3 presenta la aplicación de la metodología de los diferentes códigos de diseño revisados en el capítulo 2 al modelo del puente San Cristóbal, e identifica el posible comportamiento que este presente en su etapa de construcción y en la etapa final del puente y se hace una comparación entre los códigos.
- El Capítulo 4 describe el criterio que los códigos de diseño revisados, emplean para la obtención de las presiones dinámicas y las recomendaciones de examinar la posibilidad de un comportamiento dinámico inducido por el viento. También se explican los fenómenos de inestabilidad que se pueden presentar por las vibraciones inducidas por el viento y los estudios que se han realizado para determinarlos.
- El Capítulo 5 presenta la definición de los coeficientes y derivadas aerodinámicas importantes para el estudio de los fenómenos de inestabilidad. También se muestran graficas con los valores de coeficientes y derivadas aerodinámicas para diferentes secciones de puentes, obtenidos mediante pruebas de túnel de viento y se presenta un ejemplo de aplicación para una sección de un puente mediante la solución de las ecuaciones de movimiento.
- El Capítulo 6 describe una propuesta de reglamentación para el cálculo de presiones estáticas y dinámicas generadas por el viento a estructuras tipo puentes.
- El Capítulo 7 presenta un ejemplo de aplicación de la propuesta de reglamentación para el cálculo de presiones estáticas y dinámicas generadas por el viento a estructuras tipo puentes descrita en el Capítulo 6.
- Finalmente, en el Capítulo 8 se presentan las conclusiones y recomendaciones del trabajo realizado.



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# CAPÍTULO 2

## NORMATIVIDAD PARA EL DISEÑO ESTÁTICO DEBIDO A CARGAS EÓLICAS EN PUENTES

### 2.1 INTRODUCCIÓN

En México existe un código de diseño eólico aplicable para estructuras urbanas ubicadas en la Ciudad de México: las Normas Técnicas Complementarias (NTC V-2004); y un Manual de Diseño aplicable para estructuras utilizadas principalmente en la industria de la producción de energía eléctrica y alguna obras urbanas: el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC V-2008). En ambos documentos no se cuentan con recomendaciones de diseño eólico para estructuras tipo puentes.

La Secretaria de Comunicaciones y Transportes (SCT) por medio del Instituto Mexicano del Transporte (IMT) en el documento N-PRY-CAR-6-01-004-01 (NIT-SCT, 2001) sugiere algunas recomendaciones para el diseño eólico de puentes, estas están enfocadas para puentes con claros máximos de 50 m.

### 2.2 NORMATIVA

Las normas existentes que se revisaran en este trabajo para el estudio de los factores que intervienen en el cálculo de las presiones estáticas que el viento le genera a un puente son:

- Normativa para la Infraestructura del Transporte (NIT-SCT, 2001)
- American Association of State Highway and Transportations Officials (AASHTO, 2012)
- Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005)
- Specifications for Highway Bridges (SHB, 2002)
- Canadian Highway Bridge Design Code (CAN-CSA-S6-06, 2006)

Estas normas presentan criterios de diseño para la determinación de las presiones debidas a la acción del viento en puentes. Las normas NIT-SCT (2001) y AASHTO (2012), definen un claro máximo para la aplicación de las recomendaciones de diseño de 50 m. El Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) y las normas SHB (2002) son aplicables a puentes con un claro máximo de 200 m y la norma CAN-CSA-S6-06 (2006) para puentes con claros de 125 m o más.



### 2.2.1 VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO O VELOCIDAD BÁSICA

La velocidad media del viento o básica, es obtenida mediante datos históricos registrados de la velocidad del viento regional tomados a 10 m de altura sobre el terreno plano libre de obstáculos, llamado comúnmente terreno tipo 2.

Estas son proporcionadas por mapas de velocidades en las normas NIT-SCT (2001), AASTHO (2012), Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) y SHB (2002), en el caso de la norma CAN-CSA-S6-06 (2006) no presenta mapa de velocidades de viento sino que son sugeridas en forma general para cualquier parte de Canadá. Las velocidades sugeridas en los diferentes códigos corresponden a un tiempo de promediación y un periodo de retorno definidos en ellos.

El tiempo de promediación busca minimizar los errores de muestreo. La mayoría de los códigos de diseño utilizan tiempos de promediación de 3 s, 10 min o 1 h. En la práctica de la ingeniería civil es común suponer que los registros de velocidad del viento son estadísticamente estacionarios en periodos de 10 minutos a una hora (Simui y Miyata, 2006). La norma de la Organización Meteorológica Mundial (WMO, 2010) recomienda diez minutos como tiempo de promediación por que el viento se mantiene como estacionario.

Se puede realizar la siguiente equivalencia para el cálculo de velocidades a diferentes tiempos de promediación (ISO 4354:2009), para velocidades medidas a 10 m de altura sobre el terreno en terreno plano:

$$V_{ref,T=3s} = 1.56 V_{ref,T=3600s} \quad (2.1)$$

$$V_{ref,T=600s} = 1.05 V_{ref,T=3600s} \quad (2.2)$$

$$V_{ref,T=3s} = 1.46 V_{ref,T=600s} \quad (2.3)$$

El periodo de retorno se define como el tiempo promedio en que un evento de magnitud dada puede ser igualado o excedido por lo menos una vez, su unidad de medida es años. Para estructuras convencionales es común adoptar una velocidad media del viento con un periodo de retorno de 50 años que tendrá una probabilidad de 0.02 de ser excedida en cualquier año en particular; en estructuras de especial importancia, diversos códigos especifican una velocidad media del viento con un periodo de retorno de 100 o 200 años, que tendrá una probabilidad de 0.001 y 0.005, respectivamente, de ser excedida en cualquier año en particular.

El Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) presenta una formulación para obtener la velocidad media del viento a una probabilidad de ser excedida  $p$  deseada, definida como:

$$v_{ref} = v_{ref} \cdot \left( \frac{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(0.98)]} \right)^n \quad (2.4)$$

donde  $K_1$  es un parámetro de forma, que se toma igual a 0.20, y  $n$  se toma igual a 0.50 según indica el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005).



En la tabla 2.1 se muestra el tiempo de promediación y los periodos de retorno de las velocidades de diseño que se aplican en cada una de las normas revisadas en este trabajo.

Tabla 2.1 Tiempos de promediación y periodo de retorno.

Normativa	Tiempo de promediación	Periodo de retorno (años)
INT-SCT (2001)	3 s	200, 50 y 10
AASHTO (2012)	3 s	50
EN 1991-1-4 (2005)	10 min	50
SHB (2002)	10 min	50
CAN-CAS-S6-06 (2006)	1 h	--

### 2.2.2 PRESIÓN DE DISEÑO DEL VIENTO

La presión de diseño es la presión a determinada altura que ejerce el flujo del viento debido a su componente media y a su componente fluctuante sobre una estructura. Esta presión depende de la velocidad media del viento al cuadrado y de la densidad del aire ( $\rho$ ), los valores de la densidad del aire en cada norma, los valores que toma cada norma se muestran en la tabla 2.2 para efectos de comparación.

Tabla 2.2 Densidad del aire.

Normativa	Valor de la densidad del aire ( $\text{kg/m}^3$ )
INT-SCT (2001)	1.225
AASHTO (2012)	--
EN 1991-1-4 (2005)	1.25
SHB (2002)	1.18
CAN-CAS-S6-06 (2006)	--

La normativa CAN-CAS-S6-06 (2006) proporciona presiones de diseño medias horarias de acuerdo al poblado que componen las regiones de Canadá. En la norma AASHTO (2012) la densidad del aire se toma en cuenta implícitamente en la velocidad de fricción, que relaciona un esfuerzo cortante en la superficie con la densidad del aire.

En la tabla 2.3 se muestran las ecuaciones que utiliza cada norma para el cálculo de velocidad del viento de diseño y la presión de diseño.



Tabla 2.3 Velocidades y presiones de diseño.

Normativa	Velocidad de diseño	Presión de diseño
INT-SCT (2001)	$V_D = F_T [(F_c) F_{rz}] V_R$	$q_z = \frac{1}{2} \rho V_D \left[ \frac{8 + h_m}{8 + 2h_m} \right]$
AASHTO (2012)	$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$	$P_D = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600}$
Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005)	$v_b = C_{dir} C_{tem} v_{b,0}$	$q_p(z_e) = \frac{1}{2} \rho v_b^2 (c_e)$
SBH (2002)	$\bar{U}_z = \mu_1 \bar{U}_{10}$	$P_D = \mu_2 \frac{1}{2} \rho \bar{U}_z^2 (C_D)$
CAN-CAS-S6-06 (2006)	Velocidad del sitio	$q$

Como se observa en la tabla 2.3, en la normativa INT-SCT (2001) la velocidad de diseño del viento se calcula como:

$$V_D = F_T [(F_c) F_{rz}] V_R \quad (2.5)$$

donde  $V_D$  es la velocidad de diseño del viento en kilómetros por hora (km/h),  $F_T$  es el factor de topografía (adimensional),  $F_c$  es el factor de tamaño (adimensional),  $F_{rz}$  es el factor de rugosidad (adimensional) y  $V_R$  es la velocidad regional del viento, en el sitio donde se ubica la estructura en kilómetros por hora (km/h).

La presión dinámica de base se define como:

$$q_z = \frac{1}{2} \rho V_D \left[ \frac{8 + h_m}{8 + 2h_m} \right] \quad (2.6)$$

donde  $q_z$  es la presión dinámica de base a la altura  $z$ , en Pascales (Pa),  $\rho$  es la densidad del aire en kilogramos sobre metro cubico ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $V_D$  es la velocidad de diseño del viento en kilómetros sobre hora (km/h),  $h_m$  es la altura sobre el nivel del mar del sitio de la estructura en kilómetros (km).

El cociente donde se involucra la altura sobre el nivel del mar ( $h_m$ ), en la fórmula 2.6, es nombrado como factor de corrección. Para mayor aclaración de estos datos revisar el apéndice A.



En la norma AASHTO (2012) como se muestra en la tabla 2.3 la velocidad de diseño del viento se obtiene utilizando la siguiente ecuación:

$$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \quad (2.7)$$

donde  $V_{DZ}$  es la velocidad de viento de diseño a la altura de diseño ( $Z$ ) en millas por hora (mph),  $V_{10}$  es la velocidad del viento a 10 m sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño en millas por hora (mph),  $V_B$  es la velocidad básica del viento igual a 100 millas por hora a una altura de 10 m,  $Z$  es la altura de la estructura a la cual se está calculando las cargas de viento en pies (ft),  $V_0$  es la velocidad friccional diferentes características de la superficie contra el viento en millas por hora (mph) y  $Z_0$  es la longitud de fricción del campo de viento aguas arriba en pies (ft).

La presión del viento se define como:

$$P_D = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600} \quad (2.8)$$

donde  $P_D$  es la presión del viento en megapascales (MPa),  $P_B$  es la presión básica del viento en megapascales (MPa) y  $V_{DZ}$  es la velocidad de viento de diseño en millas por hora (mph). Para mayor aclaración de estos datos revisar el apéndice B.

En la tabla 2.3 también se aprecia que en el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) la velocidad media de diseño se calcula:

$$v_{ref} = c_{dir} c_{tem} v_{b,0} \quad (2.9)$$

donde  $v_{ref}$  es la velocidad media de diseño (m/s),  $c_{dir}$  es el factor de dirección (adimensional), normalmente se toma igual a 1.0,  $c_{tem}$  es el factor temporal (estacional) que también se toma igual a 1.0 y  $v_{b,0}$  es el valor básico de la velocidad de referencia (m/s), para la presión de diseño:

$$q_p(z_e) = \frac{1}{2} \rho v_b^2(c_e) \quad (2.10)$$

donde  $q_p(z_e)$  es la presión media de la velocidad media de diseño en pascales (Pa),  $\rho$  es la densidad del aire dada en kilogramos sobre metro cubico ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ),  $v_b$  es la velocidad media de diseño en metros sobre segundo (m/s) y  $c_e$  es el coeficiente de exposición (adimensional). Para mayor aclaración ver el apéndice C.



En la tabla 2.3 para la normativa SBH (2002) la velocidad media de diseño se calcula:

$$\bar{U}_z = \mu_1 \bar{U}_{10} \quad (2.11)$$

donde  $\bar{U}_z$  es la velocidad media de diseño en metros sobre segundo (m/s),  $\mu_1$  es el factor de modificación para la velocidad de diseño, considerando la elevación de la estructura (adimensional) y  $\bar{U}_{10}$  es la velocidad básica del viento en metros sobre segundo (m/s); y la presión o carga de viento de diseño es:

$$P_D = \mu_2 \frac{1}{2} \rho \bar{U}_z^2 (C_D) \quad (2.12)$$

donde  $P_D$  es la presión de diseño del viento en pascuales (Pa),  $\mu_2$  es un factor modificación para la carga de viento de diseño (adimensional),  $\bar{U}_z$  es la velocidad media de diseño en metros sobre segundo (m/s),  $C_D$  es el coeficiente de fuerza de arrastre (adimensional). Para mayor aclaración ver el apéndice D.

### 2.2.3 LEYES DE VARIACIÓN

Para diferentes tipos de vientos fuertes, el perfil medio de la velocidad del viento dentro de la capa límite atmosférica puede ser representado por la llamada ley logarítmica o la ley de potencia. En eventos donde se producen vientos fuertes durante períodos cortos y de naturaleza transitoria, no tiene sentido definir una velocidad media del viento.

Los parámetros que intervienen en el cálculo de ambos modelos de variación de velocidad dependen de las condiciones del terreno y del tiempo de promediación de la velocidad en los registros.

#### 2.2.3.1 LEY LOGARÍTMICA

En condiciones de viento fuerte, la expresión matemática más precisa para el perfil medio del viento es la ley logarítmica. La ley logarítmica se derivó originalmente de la capa límite turbulenta en una placa plana, sin embargo, se ha encontrado que es válida en una forma no modificada para vientos fuertes en la capa límite atmosférica, región donde el flujo del viento es afectado por la fricción de la superficie de la tierra.

Se establece que el cortante del viento, es decir, la velocidad de cambio de la velocidad media del viento  $\bar{U}$ , con la altura, está en función de las siguientes variables:

- la altura sobre el suelo,  $z$
- la fuerza de retención por unidad de área ejercida por la superficie del suelo sobre el flujo - conocida como el esfuerzo cortante superficial,  $\tau_0$
- la densidad del aire,  $\rho_a$



Combinando el cortante del viento con datos anteriores, podemos formular un cortante del viento no dimensional:

$$\frac{d\bar{U}}{dz} \frac{z}{u_*} \quad (2.13)$$

en el que  $u_* = \sqrt{\tau_0 / \rho_a}$  se conoce como velocidad de fricción. El cortante del viento no dimensional se puede tomar como una constante.

$$\frac{dU}{dz} \frac{z}{u_*} = \frac{1}{k} \quad (2.14)$$

La integración de la ecuación 2.14 da la forma usual de la ley logarítmica para la velocidad media del viento  $\bar{U}(z)$  a cualquier altura  $z$ :

$$\bar{U}(z) = \frac{1}{k} u_* \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad (2.15)$$

dónde  $z_0$  es la longitud de rugosidad de la superficie, que es una altura eficaz de los elementos de rugosidad de la superficie,  $k$  es la constante de von Kármán y se ha encontrado experimentalmente que tiene un valor de aproximadamente 0.4.

$$\bar{U}(z) = 2.5 u_* \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad (2.16)$$

Para las zonas urbanas y bosques, donde el terreno es muy rugoso, la altura  $z$ , en la ecuación (2.14) suele ser reemplazada por una altura efectiva  $(z - z_h)$ , donde  $z_h$  es un desplazamiento del plano cero. Así, en este caso:

$$\bar{U}(z) = 2.5 u_* \ln \left( \frac{z - z_h}{z_0} \right) \quad (2.17)$$

El desplazamiento del plano cero puede ser tomado como aproximadamente tres cuartas partes de la altura general de las obstrucciones.

Se observa que la velocidad media del viento varía con la altura. La velocidad media del viento es cero en la superficie y aumenta con la altura sobre el suelo en la capa límite atmosférica. La magnitud en la parte superior de la capa límite se denomina velocidad gradiente. Fuera de la capa límite, es decir, en la atmósfera libre, el viento fluye aproximadamente con la velocidad del gradiente sin turbulencia. La Figura 2.1 muestra un perfil típico de velocidad media del viento en la capa límite atmosférica y sobre ella.

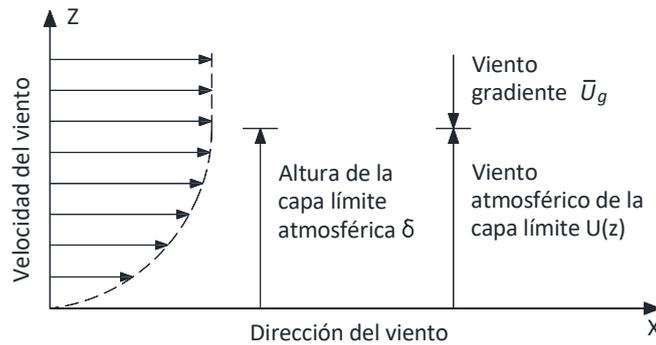


Figura 2.1 Perfil de la velocidad media del viento en la capa límite atmosférica (You-Lin Xu, 2013).

Aunque la ley logarítmica tiene una base teórica sólida, al menos para el flujo del viento plenamente desarrollado sobre un terreno homogéneo, estas condiciones ideales rara vez se cumplen en la práctica.

### 2.2.3.2 LEY DE POTENCIA

Aunque la ley logarítmica tiene una base teórica sólida, no puede utilizarse para evaluar las velocidades medias del viento a una altura  $z$  inferior al desplazamiento  $z_h$  del plano cero y se complica su integración. Para evitar algunos de estos problemas se utiliza la ley de potencia. La ley de potencia es una fórmula empírica para el perfil de velocidad media del viento, se utiliza principalmente debido a su simplicidad. Para la velocidad media del viento  $\bar{U}(z)$  a cualquier altura  $z$ , la ley de potencia se puede escribir como:

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_1 \left( \frac{z}{z_1} \right)^\alpha \quad (2.18)$$

dónde  $\bar{U}_1$  es la velocidad del viento en cualquier altura de referencia  $z_1$ ,  $\alpha$  es el exponente de la ley de potencia, que depende de la rugosidad de la superficie y otras consideraciones. En la práctica, el exponente de la ley de potencia se considera a menudo equivalente a la longitud de rugosidad superficial  $z_0$ .

Puesto que la ley de potencia es válida para cualquier valor de  $z$  dentro de la capa límite atmosférica  $\delta$ , se puede establecer  $\bar{U}_1 = \bar{U}_g$  en  $z_1 = \delta$ , lo que resulta en:

$$\bar{U}(z) = \bar{U}_g \left( \frac{z}{\delta} \right)^\alpha \quad (2.19)$$

donde  $\delta$  es la altura de la capa límite sobre el suelo; y  $\bar{U}_g$  es la velocidad media del viento a la altura  $\delta$  sobre el suelo. En general, cuanto más rugosa es una superficie, mayores son los valores de  $\alpha$  y  $\delta$ , y menor es la velocidad  $\bar{U}(z)$  a cualquier altura dada  $z$ .



Las normas aquí revisadas se basan en alguna de estas leyes para la obtención de la velocidad media. En las normas INT-SCT (2001), Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005), la norma SHB (2002) y la norma CAN-CAS-S6-06 (2006), se basan en la ley de potencia para la obtención del perfil de variación de velocidades. Mientras que solo la norma AASHTO (2012) toma la ley de variación logarítmica para el perfil de variación de velocidades.

#### 2.2.4 CATEGORÍA DE TERRENO

La categoría de terreno es una clasificación que recibe el terreno de acuerdo a su configuración, tomando en cuenta si son áreas abiertas, suburbanas, urbanas o se encuentra cerca del mar, zonas abiertas, lomeríos, zonas montañosas, boscosas o libres de vegetación, además de tomar en cuenta las pendientes que estos presentan (Figura 2.1).

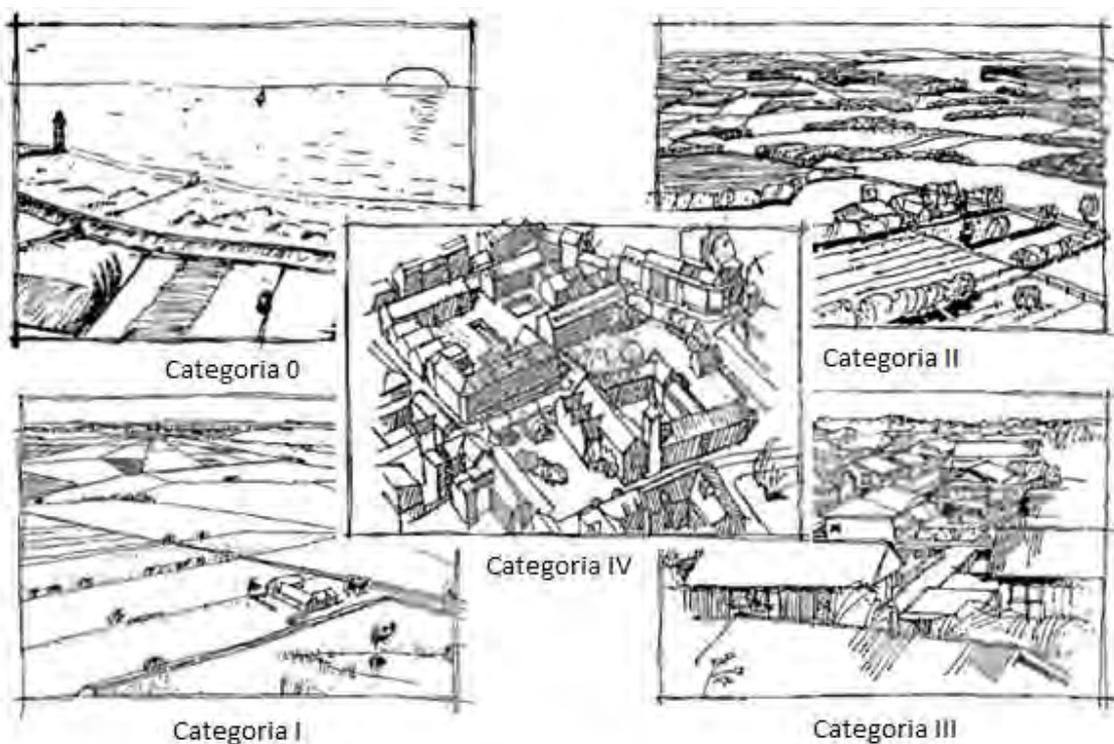


Figura 2.1 Categoría del terreno que puede recibir el terreno (EN 1991-1-4, 2005).

En la norma INT-SCT (2001) presenta dos clasificaciones de terreno, uno toma en cuenta principalmente la pendiente que presenta el terreno divididos en tres sitios y otra toma las características circundantes del terreno que influyen en la rugosidad del mismo, esta se clasifica en cuatro categorías.

Las normas AASHTO (2012) cuenta con tres categorías de terreno donde se toma en cuenta si el terreno presenta obstáculos ante el flujo del viento, que tan dispersos se encuentran y la altura de estos (árboles o construcciones).

El Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) presenta cinco categorías de terreno de acuerdo a la rugosidad de este y las obstrucciones que se presentan en ellos.



El SHB (2002) los clasifica de igual manera a la rugosidad que presenta el terreno y son cuatro categorías de terreno en esta norma.

La norma CAN-CAS-S6-06 no presenta categorías de terreno. En la tabla 2.4 se muestra las clasificaciones que realiza cada norma que se revisa en este trabajo y su posible equivalencia.

Tabla 2.4 Categorías de terreno con que cuenta cada norma

INT-SCT (2001)	AASHTO (2012)	EN 1991-1-4 (2005)	SHB (2002)	CAN-CAS-S6-06 (2006)
Abierto	Terreno abierto	Terreno 0	Terreno I	N/A
Abierto en lomerío		Terreno 1	Terreno II	
Abierto montañoso	Área suburbana	Terreno 2		
	Zona urbana	Área urbana	Terreno 3	
		Terreno 4		

### 2.2.5 FACTOR DE TOPOGRAFÍA

El factor de topografía toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantara la estructura, si se encuentra localizada sobre una ladera o cima de una colina o montaña.

En la Figura 2.2 se muestra el perfil de velocidades que presenta el flujo del viento desarrollado sobre un terreno plano, cuando el flujo del viento entra a una colina éste presentará una aceleración por el cambio de pendiente, por consiguiente la velocidad media del viento presentará un incremento en su valor modificando el perfil de velocidades al salir de la colina.

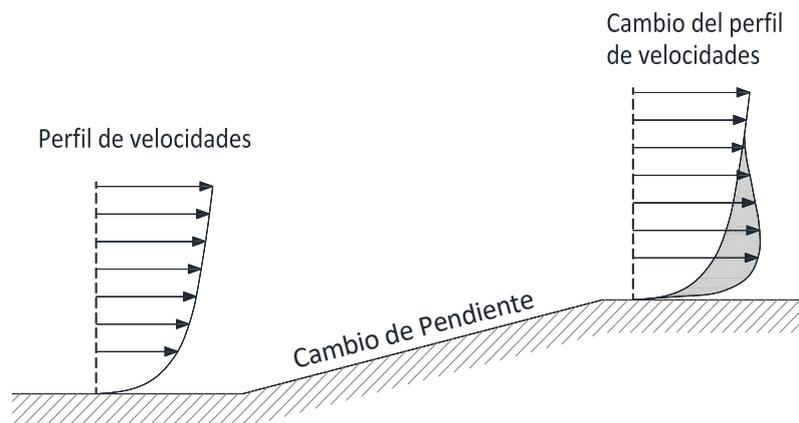


Figura 2.2 Representación esquemática del perfil de velocidades (Emil Simiu, 2011)



En la norma INT-SCT (2001) el factor de topografía  $F_T$  se proporciona de acuerdo a las características del terreno que esta los presenta, la norma AASHTO (2012) presenta el factor de topografía como el cociente de la velocidad del sitio ( $V_{10}$ ) a 10 m sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño y la velocidad básica del viento ( $V_B$ ). El factor de topografía ( $c_0$ ) en el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) se considera cuando la topografía aumenta la velocidad del viento en más del 5% y puede ser despreciado cuando la pendiente media del terreno contra el viento sea inferior a 3 grados, este valor se toma como 1 para esta norma. El factor de topografía en la norma SHB (2002) se obtiene mediante pruebas experimentales.

### 2.2.6 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

El coeficiente de rugosidad, tiene en cuenta el tipo de terreno en el que se encuentra la estructura. Cuando el viento en una capa límite completamente desarrollada, encuentra un cambio de rugosidad superficial, se desarrolla un proceso de ajuste en las propiedades de flujo de la capa límite. Es decir, si se considera el cambio de terreno de liso a rugoso, el flujo del viento debe de disminuir, lo que resulta en un aumento de las líneas de corriente (You-Lin Xu, 2012). La Figura 2.3 muestra este cambio.

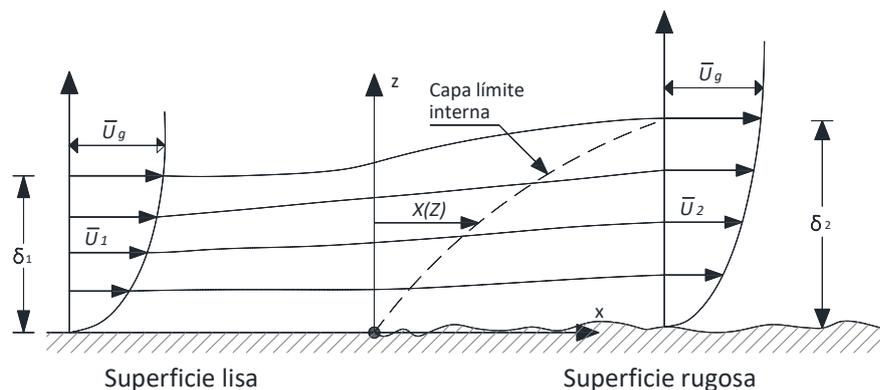


Figura 2.3 Cambio perfil de velocidad del viento por la rugosidad del terreno (You-Lin Xu, 2013).

El factor de rugosidad  $F_{rz}$  en la norma INT-SCT (2001) se calcula tomando en cuenta la altura del área expuesta sobre el nivel de terreno o del nivel de aguas de construcción y las características del terreno.

La norma AASHTO (2012) toma como factor de rugosidad el logaritmo del cociente de altura de la estructura en la cual se están calculando la presión de viento ( $Z$ ) y la longitud de fricción ( $Z_0$ ).

En la norma EN 1991-1-4 (2005) el factor de rugosidad ( $c_r$ ) al igual que la norma AASTHO (2012) se obtiene del cociente de altura de la estructura ( $z$ ) y la longitud de rugosidad ( $z_0$ ) afectado por el factor de terreno.

El factor de rugosidad ( $E_1$ ) para la norma SHB (2002) se obtiene tomando en cuenta la clasificación del terreno y la altura a la que está expuesta la estructura.



### 2.2.7 LONGITUD DE RUGOSIDAD

La longitud de rugosidad establece a que altura el flujo del viento permanece constante de acuerdo a las obstrucciones que el terreno presenta conforme a su clasificación y es tomado en cuenta para la obtención del factor de rugosidad (Figura 2.4).

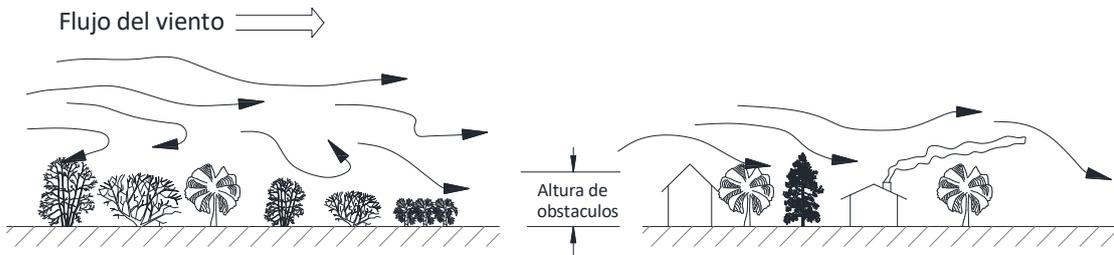


Figura 2.4 Longitud de rugosidad de acuerdo al tipo de terreno (Davenport A. G., 1961).

La longitud de rugosidad en las normas revisadas en este trabajo se expresan de la siguiente manera: en la norma INT-SCT (2001) es  $\delta$  se expresa en metros (m), en la norma AASTHO (2012) es  $Z_0$  en pies (ft), en el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) es  $z_0$  en metros (m).

### 2.2.8 COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

El coeficiente de exposición o factor de exposición, establece la variación de la velocidad del viento con la altura, los efectos de la rugosidad del terreno de acuerdo a su clasificación y el factor de topografía (Figura 2.5). En algunas normas este coeficiente también toma en cuenta el índice de turbulencia del viento.

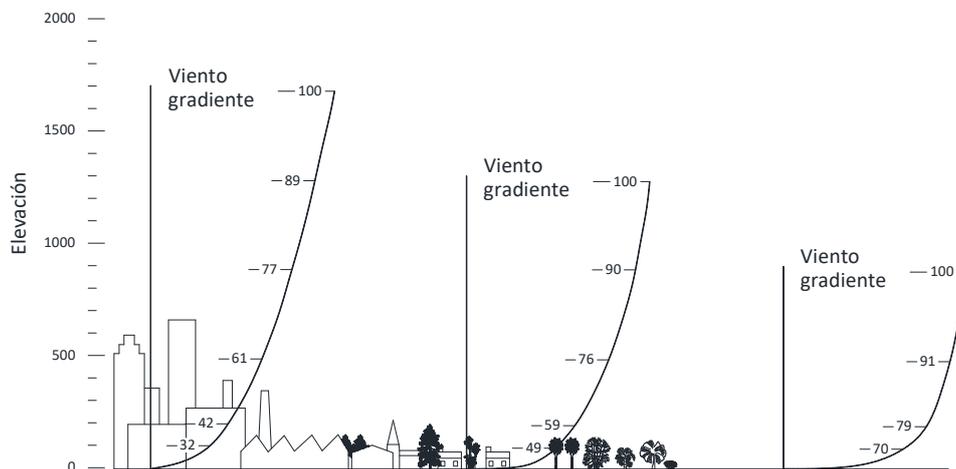


Figura 2.5 Coeficiente de exposición (Davenport A. G., 1961).

En la norma INT-SCT (2001) el factor de exposición  $F_\alpha$  se obtiene del producto del factor de tamaño ( $F_c$ ) que depende del tamaño de la estructura y el factor de rugosidad ( $F_{rz}$ ).



La norma AASHTO (2012) no expresa un coeficiente de exposición como tal, sin embargo, éste se toma en cuenta mediante el producto del factor de topografía y el factor de rugosidad.

El factor de exposición ( $c_e$ ) en la norma EN 1991-1-4 (2005) se obtiene con la siguiente expresión:

$$c_e = c_r^2 c_0^2 [1 + 7 I_v] \quad (2.20)$$

donde  $C_e$  es el factor de exposición (adimensional),  $c_r$  es el factor de rugosidad (adimensional),  $c_0$  es el factor de topografía (adimensional),  $I_v$  es el coeficiente intensidad de turbulencia (adimensional).

La norma SHB (2002) el valor del coeficiente de exposición se obtiene de manera experimental, considerando los efectos del viento y las características estructurales del puente; se expresa como  $\mu_2$  para la superestructura de puentes suspendidos por cables y  $\mu_3$  para la subestructura del puente.

### 2.2.9 TURBULENCIA DEL VIENTO

Describe el flujo caótico o disperso que presenta el viento al alcanzar una velocidad determinada. En la norma INT-SCT (2001) la turbulencia del viento se toma en consideración para los efectos dinámicos en el puente. La norma EN 1991-1-4 (2005) recomienda un valor de 1.0 para el factor de turbulencia ( $k_t$ ). Los efectos de la turbulencia del viento en la normativa SHB (2002) no se toma en cuenta para la obtención de las cargas estáticas sobre el puente, este efecto interviene para el estudio del comportamiento dinámico del puente.

### 2.2.10 INTENSIDAD DE TURBULENCIA

La intensidad de la turbulencia se define como la relación entre la desviación estándar de cada componente de turbulencia y la velocidad media del viento del mismo tiempo de promediación. Normalmente, la intensidad de la turbulencia aumenta con la rugosidad superficial y disminuye con la altura. También varía con la duración (tiempo promedio) utilizada para determinar la velocidad media del viento (Figura 2.6).

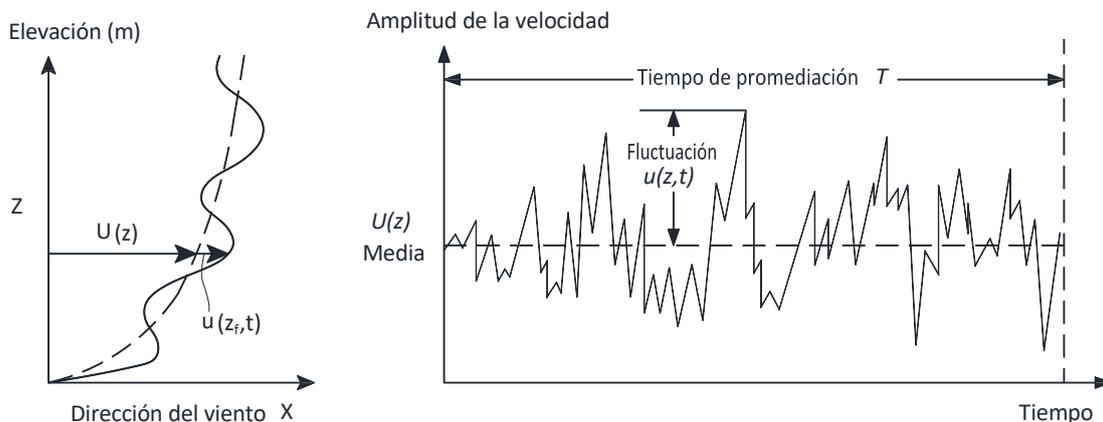


Figura 2.6 Turbulencia del viento (You-Lin Xu, 2013).



Por lo tanto, la intensidad de la turbulencia está relacionada con la rugosidad de la superficie, medida por la longitud de rugosidad superficial.

En la norma EN 1991-1-4 (2005) la intensidad de turbulencia ( $I_v$ ), definida como:

$$I_v = \frac{k_t}{(c_0) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (2.21)$$

donde  $I_v$  es el índice de turbulencia (adimensional),  $k_t$  es el factor turbulencia (adimensional),  $c_0$  es el factor de topografía (adimensional),  $z$  es la altura de la estructura en metros (m) y  $z_0$  es la longitud de rugosidad en metros (m).

En esta norma los efectos de turbulencia son considerados para las presiones estáticas del viento.

### 2.2.11 FACTOR DE FORMA

Este factor contempla el tamaño que presenta la estructura la cual se a la presión generada por el flujo del viento.

### 2.2.12 EFECTO DE RÁFAGA

Puesto que las ráfagas son los resultados de los efectos de remolinos y vórtices en la turbulencia atmosférica, se puede visualizar que una cierta ráfaga tiene cierto tamaño de influencia. Cuanto menor sea el tamaño de la ráfaga, menor será su duración y mayor será la velocidad del viento de ráfaga. Una ráfaga más grande tiene una duración más larga y, por lo tanto, una velocidad media más baja del viento de la ráfaga (You-Lin Xu, 2012). En algunas normas presentan un coeficiente de ráfaga para tomar en cuenta estas condiciones.

En la norma INT-SCT (2001) los efectos de ráfaga ( $F_g$ ) son tomados en cuenta para los efectos dinámicos. La norma SHB (2002) los efectos de ráfaga se obtienen mediante pruebas de modelos físicos y en el análisis de buffeting y son considerados en el comportamiento dinámico del puente.

En la norma Can-Cas-S6-06 (2006) el efecto de la ráfaga ( $C_g$ ) se toma en consideración para puentes que no son sensibles a la acción del viento (que incluye la mayoría de los puentes de tramos menores de 125 m, excepto aquellos que son soportados por cable) y este efecto se considera en la obtención de la fuerza de arrastre sobre la estructura.

En la tabla 2.5 se muestra la simbología utilizada para estos factores, empleados en cada una de las normas revisadas en este trabajo.



Tabla 2.5 Factores que utiliza cada normativa - Nomenclatura

Factores	NORMA				
	INT-SCT (2001)	AASHTO (2012)	EN 1991-1-4 (2005)	SBH (2002)	Can-Cas-S6-06 (2006)
Topografía	$F_T$	--	$c_0$	--	--
Exposición	$F_\alpha$	--	$c_e$	$\mu_1$	$C_e$
Rugosidad	$F_{rz}$	--	$c_r$	--	--
Corrección	--	--	--	$\mu_2, \mu_3$	--
Forma o Tamaño	$F_C$	--	--	--	--
Respecto a la altura	$\alpha$	--	$z_{\min}$	$\alpha$	--
Turbulencia	--	--	$k_i$	--	--
Inten, de turbulencia	--	--	$I_v$	--	--
Longitud de Fricción	--	$Z_0$	$z_0$	--	--
Velocidad de Fricción	--	$V_0$	--	--	--
Velocidad de Base	--	$V_B$	--	--	--
Espacio libre vertical	$z$	$Z$	$z_e$	$z$	$H$
Presión básica	--	$P_B$	--	--	--
Ráfaga	--	--	--	--	$C_g$



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# CAPÍTULO 3

## EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA CARGA ESTÁTICA DEBIDA AL VIENTO

### 3.1 INTRODUCCIÓN

Por su localización; lugar donde se presenta velocidad de viento considerables, el método empleado en su construcción; que fue mediante el proceso de puente lanzado y al ser una estructura con una sección de tablero semirrígido con un claro menor a 200 m. Se considerará como ejemplo de aplicación de la metodología de los diferentes códigos de diseño revisados en el capítulo 2, al puente San Cristóbal ubicado en la carretera de cuota Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal, en el estado de Chiapas, a la altura del kilómetro 24+921, con origen del cadenamamiento en el entronque Chiapa de Corzo. El puente San Cristóbal comunica a las ciudades de Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas (Figura 3.1).

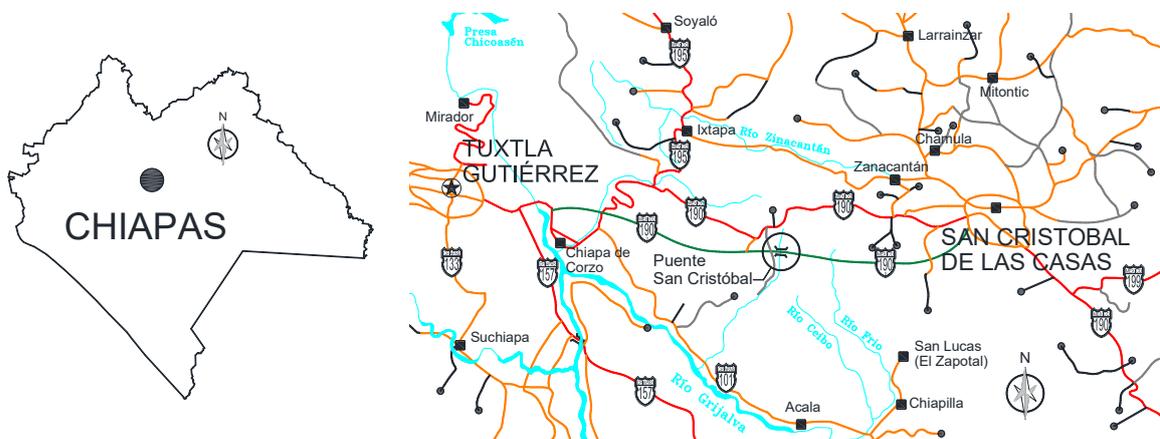
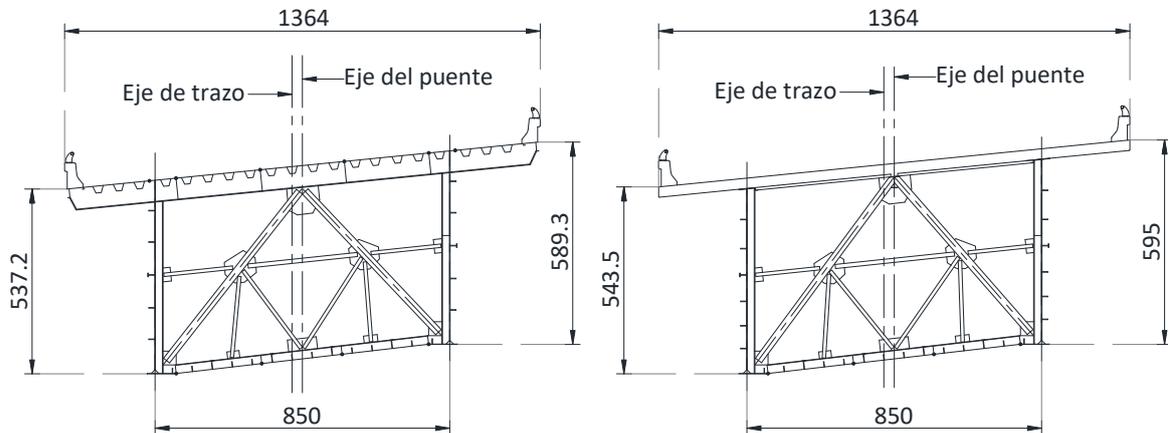


Figura 3.1 Localización del puente San Cristóbal

La superestructura del puente consiste en un cajón de acero estructural grado 50, con una longitud de 324 m divididos en tres claros, dos claros extremos de 72.53 m y un claro central de 177.94 m, con un ancho total de 13.64 m y ancho de corona de 12.58 m. La superestructura se divide en tres partes: dos segmentos laterales de 111.63 m de largo con sección compuesta con losa de concreto armado, postensada y atiesada longitudinalmente con cables de presfuerzo debidamente distribuidos y un segmento intermedio de 100.74 m de largo con sección ortótropica, es decir, de acero rigidizado en la parte inferior por elementos de acero conocidos como bulbos (Figura 3.2).



La superestructura está formada por 28 dovelas de acero estructural A-709 grado 50, de 12.0 m de longitud cada una, las cuales 14 dovelas pertenecen a la margen izquierda y 14 a la margen derecha que se unirán con una dovela de cierre.



a) Sección con piso ortótropico

b) Sección con piso de concreto

Figura 3.2 Superestructura sección transversal del puente San Cristóbal

La colocación de la superestructura del puente se realizará utilizando la técnica de empujado por ambos extremos, para lo cual la superestructura se deslizará sobre apoyos provisionales hasta cumplir la longitud del puente.

La subestructura del puente San Cristóbal en los apoyos extremos está formada por estribos de concreto armado y para los apoyos cuenta con pilas de columnas huecas apoyadas sobre zapatas de concreto armado.

El estribo No. 1 localizado en la margen derecha del puente (Figura 3.3) es concreto reforzado con una resistencia de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  es desplantado a una elevación 1465.92 msnm con una altura media de 7.60 m, un ancho de total de 4.66 m y un largo de 13.66 m; con una capacidad de descarga de  $78 \text{ t/m}^2$ . Está conformado por un cabezal que será el encargado de descargar el peso de la superestructura al terreno, tiene dos aleros que serán los encargados de retener el derrame del terreno junto con el diafragma del estribo.

La pila No. 2 localizada en la margen derecha (Figura 3.3), se compone de tres elementos principales: zapata, cuerpo de la pila y cabezal. La zapata de la pila que será la encargada de transmitir las cargas de la superestructura y de la pila, se desplantará a una elevación de 1401.00 msnm la cual estará apoyada sobre el terreno con la ayuda de 28 anclas que estarán distribuidas en la zapata, esto para contrarrestar los empujes que le provocaran a la pila la superestructura por la técnica del empujado y tendrá un ancho de 9.88 m y 17.00 m de largo. El cuerpo de la pila es de sección rectangular hueca con un ancho de 5.00 m y 8.80 m de largo con paredes de 0.35 m de espesor, con una altura aproximada de 62.33 m. El cabezal que es el elemento donde descansarán los bancos de apoyo con medidas de 5.00 m de ancho por 10.00 m de largo y un espesor de 3.00 m. Estos elementos están construidos con concreto reforzado con una resistencia de  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ .



La pila No. 3 localizada en la margen izquierda (Figura 3.3), desplantada a una elevación de 1410.00 msnm, presenta una configuración similar a la pila No.2, solo que con una altura del cuerpo de pila de 60.561 m. Al igual que la pila No.3 contara con 28 anclas distribuidas en la zapata, esto para contrarrestar los empujes que le provocaran a la pila la superestructura por la técnica del empujado.

El estribo No. 4 localizada en la margen izquierda (Figura 3.3) de concreto reforzado con resistencia de  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  se desplantará a una elevación 1469.97 msnm, se compone de tres elementos principales: zapata, dos contrafuertes para el cuerpo del estribo y cabezal. La zapata para cada contrafuerte es 4.20 m de ancho por 12.20 de largo con un espesor de variable de 0.70 m en los extremos y 1.40 m el centro de ella. Los contrafuertes del estribo presentan una sección trapezoidal, en la parte inferior donde se conecta con la zapata de 9.20 m y 3.76 en la parte superior donde se conecta con el cabezal con un espesor de 0.90 m y una altura de 12.99 m para el contrafuerte aguas abajo y de 9.15 m para el contrafuerte aguas arriba. El cabezal donde se apoyaran los bancos de apoyo para la superestructura, es de tipo marco con un ancho de 3.76 m por 13.66 m de largo y paredes de 0.70 m.

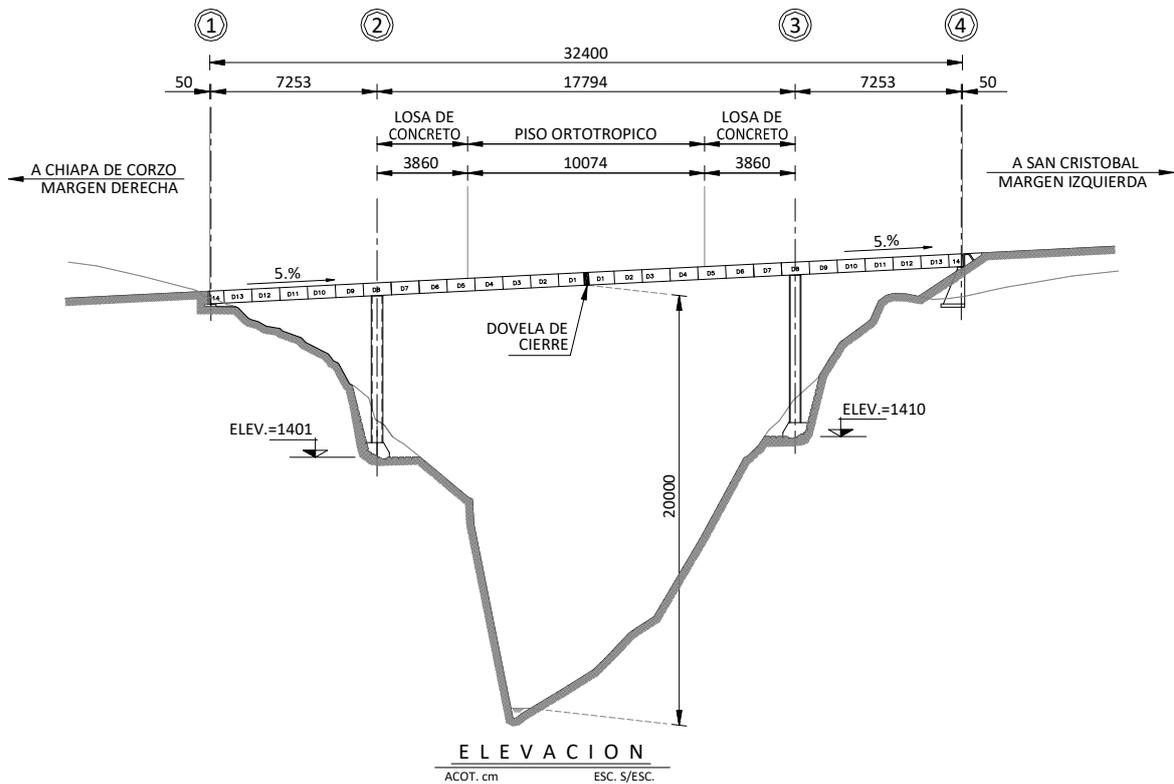


Figura 3.3 Elevación del puente San Cristóbal

El análisis de las acciones del viento en el puente San Cristóbal se realizarán en la etapa de construcción previa a la colocación de la dovela de cierre es decir, que se considerará una sección del puente, la cual apoyará sobre el estribo y la pila, teniendo así una viga simplemente apoyada con un claro de 72.53 m y una parte de la superestructura estará en voladizo teniendo una viga en cantiléver con una longitud de 87.92 m.



### 3.2 VELOCIDAD DE VIENTO EN LA REGIÓN

La velocidad del viento registrada para la zona donde se ubica el puente San Cristóbal se muestran en la tabla 3.1, cuyo valores son tomados de los mapas de iguales velocidades propuestos en el MDOC-2008, para periodos de retorno de 200, 50 y 10 años. La velocidad del viento que se considerará es para un periodo de retorno de 10 años ya que es la que se utiliza para estructuras provisionales o en proceso constructivo.

Tabla 3.1 Velocidades regionales (MDOC, 2008)

Periodos de retorno (años)	Velocidad (3 s)	Velocidad (m/s)	Velocidad a 10 min (m/s)	Velocidad a 1 h (m/s)
200	120 km/h	33.33	22.83	21.37
50	100 km/h	27.78	19.03	17.81
10	80 km/h	22.22	15.22	14.25

### 3.3 APLICACIÓN DE NORMATIVA

#### 3.3.1 NORMATIVA NIT-SCT (2001)

La norma NIT-SCT (2001) no se puede aplicar a este ejemplo, debido a que este presenta un claro mayor a 50 m que es el claro máximo en la norma para la aplicación del método estático.

#### 3.3.2 NORMATIVA AASHTO (2012)

La norma AASHTO (2012) no se puede aplicar a este ejemplo, debido a que éste presenta un claro mayor a 50 m que es el claro máximo en la norma para la aplicación del método estático.

#### 3.3.3 NORMATIVIDAD EN 1991-1-4 (2005)

En el Eurocódigo las presiones generadas por el viento son representadas por presiones estáticas equivalentes verticales y horizontales. La presión vertical es ortogonal al plano de la calzada, mientras que las presiones horizontales están representadas por dos componentes, paralelas y ortogonales al eje longitudinal del puente, respectivamente.

La presión equivalente ejercida por el viento se puede calcular a través de la ecuación:

$$q_p(z_e) = c_e(z_e) \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (3.1)$$

donde  $\rho$  es la densidad del aire considerado como  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ,  $v_b$  es la velocidad media del viento tomada en metros sobre segundo,  $c_e(z_e)$  el coeficiente de exposición, dado por la ecuación:

$$c_e = c_r^2 (c_0^2) [1 + 7 I_v] \quad (3.2)$$



Expresión que depende del coeficiente de rugosidad  $c_r$ , del factor de topografía  $c_0$  y de la intensidad turbulencia  $I_v$ , estos factores a una altura de referencia ( $z_e$ ) sobre el suelo o sobre el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME). El factor de topografía ( $c_0$ ) toma en cuenta las variaciones locales significativas en la topografía del lugar, se toma igual a 1.0 y la intensidad de turbulencia ( $I_v$ ) y el coeficiente de rugosidad ( $c_r$ ) se definen por las ecuaciones (3.3) y (3.4):

$$I_v(z_e) = \begin{cases} \frac{k_i}{c_0(z_e) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{si } z_{\min} < z \leq 200\text{m} \\ I_v(z_{\min}) & \text{si } z_{\min} \geq z \end{cases} \quad (3.3)$$

$$c_r(z_e) = \begin{cases} k_r(z_e) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si } z_{\min} < z \leq 200\text{m} \\ c_r(z_{\min}) & \text{si } z_{\min} \geq z \end{cases} \quad (3.4)$$

donde  $k_i$  está el factor de turbulencia, por lo general se establece en 1.0. En las ecuaciones (3.3) y (3.4), el factor del terreno ( $k_r$ ), la longitud de la rugosidad ( $z_0$ ) y la altura mínima ( $z_{\min}$ ) dependen de la categoría del terreno.

El puente San Cristóbal está situado en una zona de campo abierto montañoso con numerosas obstrucciones, de acuerdo a la categoría el Eurocódigo se encuentra en un terreno categoría tipo III. Para tal categoría en el apéndice C, de la tabla C.1 se obtienen que  $z_0 = 0.3\text{ m}$  y  $z_{\min} = 5\text{ m}$ , el factor de terreno ( $k_r$ ) se obtiene con la siguiente ecuación:

$$k_r = 0.19 \left( \frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} \quad (3.5)$$

donde  $z_{0II}$  que es la longitud de rugosidad para un terreno categoría II que toma el valor de 0.05 de acuerdo a la tabla C.1 del apéndice C, por lo tanto el valor del factor de terreno es:

$$k_r = 0.19 \left( \frac{0.3}{0.05} \right)^{0.07} = 0.215 \quad (3.5)$$

La altura de referencia ( $z_e$ ) representa la distancia entre el nivel del suelo más bajo hasta el centro de la estructura de cubierta del puente, haciendo caso omiso de otras partes (por ejemplo parapetos) de las áreas de referencia, tomando en cuenta que el espacio libre vertical de la estructura es de 200 m sobre el nivel del suelo, la altura de referencia es:



$$z_e = 200 + 0.5(5.615) = 202.81\text{m} \quad (3.7)$$

Como  $z_{\min} < z_e \leq 200\text{m}$ , se tiene que los valores de la intensidad de turbulencia ( $I_v$ ) y el coeficiente de rugosidad ( $c_r$ ) son:

$$I_v(z_e) = \frac{1}{1.0 \ln\left(\frac{200\text{m}}{0.3\text{m}}\right)} = 0.154 \quad (3.8)$$

$$c_r(z_e) = 0.215 \ln\left(\frac{200\text{m}}{0.3\text{m}}\right) = 1.40 \quad (3.9)$$

Por lo tanto el coeficiente de exposición ( $c_e$ ) es:

$$c_e(z_e) = 1.40^2 (1.0^2) [1 + 7(0.154)] = 4.07 \quad (3.10)$$

La velocidad del viento correspondiente a la zona (tabla 3.1) es  $v_b = 15.22\text{m/s}$ .

La presión estática equivalente es:

$$q_p(z_e) = 4.07 \left(\frac{1.25}{2}\right) 15.22^2 = 589.26\text{ N/m}^2 \quad (3.11)$$

Para la dirección horizontal ortogonal al eje del puente, la fuerza  $F_{wk,x}$  es:

$$F_{wk,x} = q_p(c_{f,x})A_{ref,x} \quad (3.12)$$

donde el coeficiente  $c_{f,x}$  dependen de la relación entre el ancho de la cubierta y el peralte total de la cubierta ( $d_{tot}$ ) expuesta al viento.

Como el puente se encuentra sin carga viva, el área expuesta se considera junto con los parapetos que cuentan con una altura de 0.70 m el área expuesta es de 6.135 m y el ancho de la cubierta es de 13.64 m (Figura 3.4).

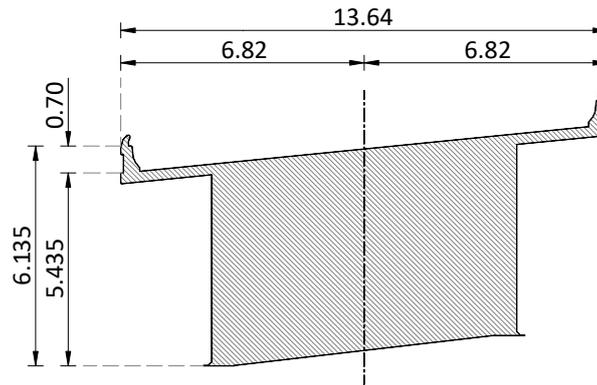


Figura 3.4 Dimensiones de la sección cajón

Para el puente sin carga, el coeficiente  $c_{f,x}$  es

$$c_{f,x} = \min \left( 2.4; \max \left( 2.5 - 0.3 \frac{b}{d_{tot}}; 1.0 \right) \right) = 2.5 - 0.3 \frac{13.64}{6.135} = 1.83 \quad (3.13)$$

Hay que señalar que el enfoque simplificado propuesto en el Eurocódigo (EN1991-1-4, 2005) permitir establecer  $c_{f,x} = 1.3$ .

El uso de la fuerza para el puente sin carga es entonces:

$$F_{wk,x} = q_p(c_{f,x}) = 589.26(1.83) = 1078.34 \text{ N/m}^2 \quad (3.14)$$

En cuanto a la acción vertical, que carece de datos más precisos, el coeficiente  $c_{f,z}$  se puede proponer con un valor de:

$$c_{f,z} = \pm 0.9 \quad (3.15)$$

El signo se determinará para la situación más desfavorable, por lo cual  $F_{wk,z}$  es:

$$F_{wk,z} = q_p(z_e)c_{f,z} = 589.26(\pm 0.9) = \pm 530.33 \text{ N/m}^2 \quad (3.15)$$

Aplicado con una excentricidad ( $e$ ), con respecto al eje longitudinal del puente

$$e = \frac{b}{4} = \frac{13.64 \text{ m}}{4} = 3.41 \text{ m} \quad (3.17)$$

Las presiones estáticas verticales y horizontales generadas por las acciones del viento se aplicarán simultáneamente sobre el modelo del puente (Figura 3.5), la presión vertical se podrá aplicar de manera ascendente o descendente de acuerdo a que acción es más desfavorable.

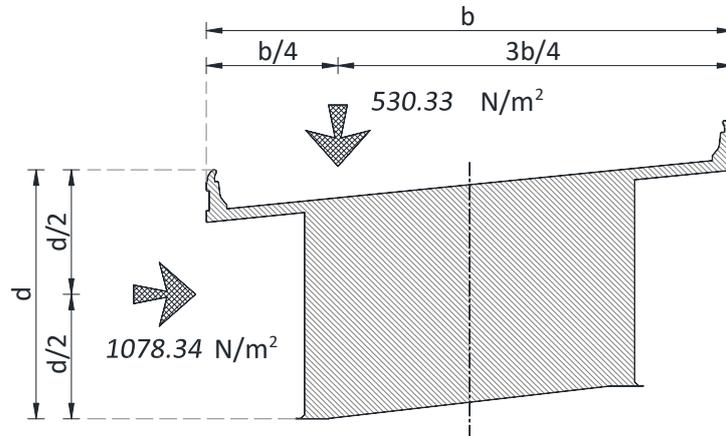


Figura 3.5 Aplicación de las presiones estáticas

La fuerza que se aplica en el sentido transversal de la superestructura considerando que tiene un espesor de 6.135 m la fuerza es de:

$$F_{kw,x} = 6.135 \text{ m} (1078.34 \text{ N/m}^2) = 6615.60 \text{ N/m} \quad (3.18)$$

Tomando en cuenta que el ancho de la superestructura es de 13.64 m la fuerza que se aplicara a lo largo del puente paralelo al eje longitudinal del puente es:

$$F_{kw,z} = 13.64 \text{ m} (530.33 \text{ N/m}^2) = 7233.70 \text{ N/m} \quad (3.19)$$

Estas fuerzas se aplicaran al modelo del puente San Cristóbal (Figura 3.6), que se analizara para dos condiciones de cargas distintas: en la primera condición se considerará solo el peso propio de la estructura, en la segunda condición se considera las fuerzas del viento actuando sobre la superestructura y el peso propio de la estructura. Este análisis proporciona los desplazamientos que las fuerzas del viento obtenidas con esta normativa le generan al modelo.

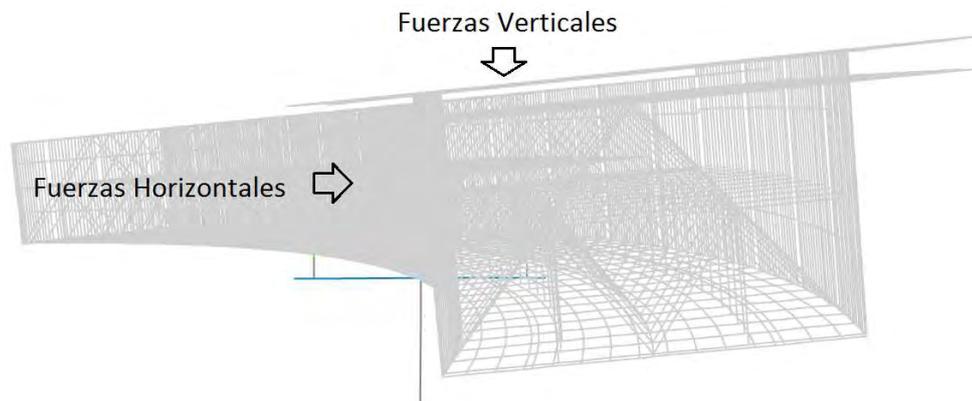


Figura 3.6 Presiones aplicadas al modelo



### 3.3.4 NORMATIVIDAD SHB (2002)

Para el diseño de puentes vehiculares, el viento se considera como una carga aplicada de forma estática. La carga del viento estará referida a una velocidad de diseño del viento  $\bar{U}_z$  para cada parte estructural se define por la ecuación D.1 (apéndice D) que toma en cuenta su altura de referencia.

$$\bar{U}_z = \mu_1 \bar{U}_{10} \quad (3.20)$$

donde

$$\mu_1 = (z/10)^\alpha \quad (3.21)$$

en la cual,  $\alpha$  es un exponente de la ley de potencia para el perfil vertical de la velocidad del viento con un valor de 0.125 para el ejemplo del puente y la altura media de referencia  $z$  para cada parte de la estructural, el espacio libre vertical del puente es de 200 m. Por lo que:

$$\mu_1 = (200/10)^{0.125} = 1.454 \quad (3.22)$$

La velocidad media del viento  $\bar{U}_{10}$  es de 15.22 m/s que se presenta en la zona del puente San Cristóbal, para lo cual la velocidad de diseño del viento es:

$$\bar{U}_z = 1.454(15.22) = 22.13 \text{ m/s} \quad (3.23)$$

La presión estática del viento estará dada por la ecuación D.3 (apéndice D) para los elementos de la superestructura y D.4 para pilas o elementos de apoyo donde:

$$P_D = \mu_2 \frac{\rho \bar{U}_z^2}{2} C_D A_n \quad (3.24)$$

$$P_D = \mu_3 \frac{\rho \bar{U}_z^2}{2} C_D A_n \quad (3.25)$$

donde  $\mu_2, \mu_3$  son los factores de modificación que se presentan en la tabla D.1 del apéndice D,  $\rho$  es la densidad del aire con un valor de 1.25 kg/m<sup>3</sup>,  $\bar{U}_z$  es la velocidad de diseño del viento,  $C_D$  es el coeficiente de fuerza de arrastre con un valor de 1.0 en el sentido transversal y de 0.3 en el sentido longitudinal y  $A_n$  es el área de aplicación.

La configuración de la sección del puente San Cristóbal es a través de una trabe metálica cajón por lo que se utilizara un factor de modificación  $\mu_2 = 1.9$  para la presión transversal y la presión longitudinal en la superestructura, para las pilas de apoyo utilizaremos  $\mu_3 = 1.65$  para la presión transversal y  $\mu_3 = 1.8$  para la presión longitudinal, para lo cual las presiones son.

Para la presión trasversal para la superestructura es:



$$P_D = \mu_2 \frac{\rho \bar{U}_z^2}{2} C_D A_n = 1.9 \frac{1.18(22.13)^2}{2} 1.0(A_n) = 549.0 \text{ N/m}^2 \quad (3.26)$$

Para la presión longitudinal para la superestructura es:

$$P_D = \mu_2 \frac{\rho \bar{U}_z^2}{2} C_D A_n = 1.9 \frac{1.18(22.13)^2}{2} 0.3(A_n) = 164.7 \text{ N/m}^2 \quad (3.27)$$

La presión transversal en la subestructura es:

$$P_D = \mu_3 \frac{\rho \bar{U}_z^2}{2} C_D A_n = 1.65 \frac{1.18(22.13)^2}{2} 1.0(A_n) = 476.75 \text{ N/m}^2 \quad (3.28)$$

Para la presión longitudinal en la subestructura es:

$$P_D = \mu_3 \frac{\rho \bar{U}_z^2}{2} C_D A_n = 1.8 \frac{1.18(22.13)^2}{2} 1.0(A_n) = 520.09 \text{ N/m}^2 \quad (3.29)$$

Estas presiones estáticas generadas por la acción del viento se aplicaran perpendicular al eje del puente, en la cubierta suspendida se aplicara en el lado de barlovento (Figura 3.7), en los apoyos del puente las presiones se aplicaran en ambos lados del apoyo en barlovento.

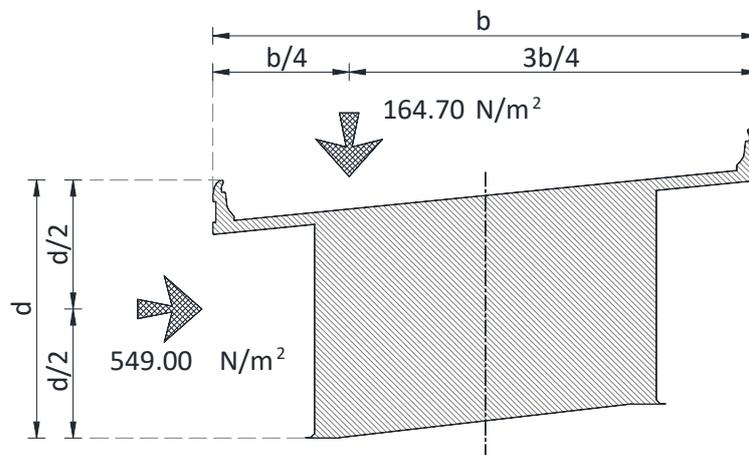


Figura 3.7 Aplicaciones de la presiones estáticas.

El coeficiente de arrastre que se emplea en la obtención de las presiones estáticas se obtiene mediante pruebas de túnel de viento, como no se cuenta con datos del coeficiente de arrastre se emplea con un valor unitario para el cálculo de las presiones. Los factores de modificación es el encargado de incluir el efecto de amplificación dinámica dependen de las características tanto del viento como de la estructura.



La fuerza que se aplica en el sentido transversal de la superestructura considerando que tiene un espesor de 6.135 m la fuerza es de:

$$F_x = 6.135 \text{ m} (548.99 \text{ N/m}^2) = 3368.05 \text{ N/m} \quad (3.30)$$

La fuerza que se aplica en el sentido longitudinal a la superestructura considerando que tiene un ancho de 13.64 m y considerando que el coeficiente de fuerza de arrastre en el sentido longitudinal es del 30% del coeficiente de arrastre en el sentido transversal:

$$F_x = 13.64 \text{ m} (164.70 \text{ N/m}^2) = 2246.46 \text{ N/m} \quad (3.31)$$

En el modelo del puente San Cristóbal se aplicaran las fuerzas horizontales y verticales en dirección transversal a la superestructura (Figura 3.8), el modelo se analizara para dos condiciones de cargas distintas: en la primera condición se considerará solo el peso propio de la estructura, en la segunda condición se considera las fuerzas del viento actuando sobre la superestructura y el peso propio de la estructura. Este análisis nos proporcionara los desplazamientos que las fuerzas del viento obtenidas con esta normativa le generan al modelo.

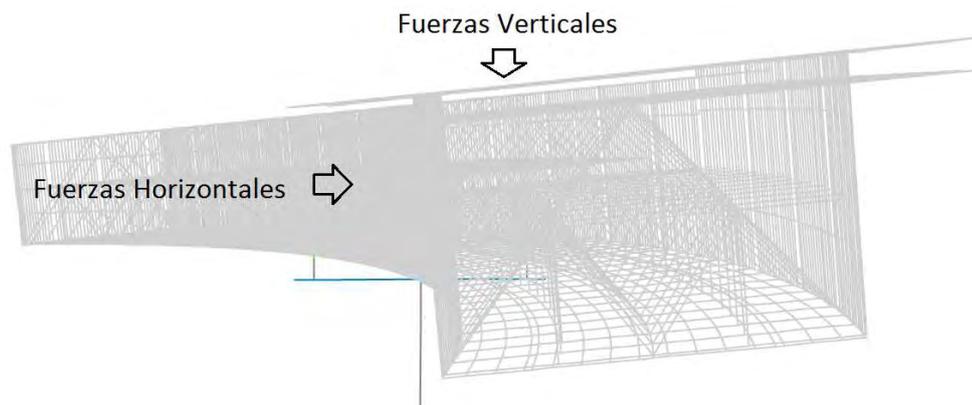


Figura 3.8 Presiones aplicadas al modelo

### 3.3.4 NORMATIVIDAD CAN/CSA-S6-06 (2006)

La norma CAN/CSA-S6-06 (2006) no es aplicable a este ejemplo, debido a que en la normativa se presentan presiones de diseño medias horarias del viento de acuerdo al poblado que componen las regiones de Canadá, por lo cual se tendría que buscar un poblado que presente condiciones similares a las que tenemos en la zona donde se encuentra ubicado el puente San Cristóbal.

### 3.4 APLICACIÓN DE LAS PRESIONES OBTENIDAS

Los valores que se obtienen de las diferentes normas para las velocidades de diseño y presiones de diseño del viento, se aplican a dos modelos del puente San Cristóbal realizado en el programa Sap2000 (Versión 16), un modelo en la etapa constructiva antes de la colocación de la dovela de cierre (Figura 3.9) y un segundo modelo del puente completo (Figura 3.10), para realizar una análisis estático con una combinación de carga de peso propio (P.p.) más presión del viento horizontal y vertical ( $P_v = V_h + V_v$ ) y obtener los desplazamientos que se generan en la estructura por esta combinación de cargas.



### 3.4.1 MODELACIÓN DEL PUENTE

El modelado del puente se realizó como un modelo tipo bones - fish, utilizando elementos frames para el modelado de los perfiles metálicos y los elementos de concreto en la pila del puente, elementos Membrane para los modelar las placas metálicas y elementos Shell - Thick para modelar las losa de concreto presforzado.

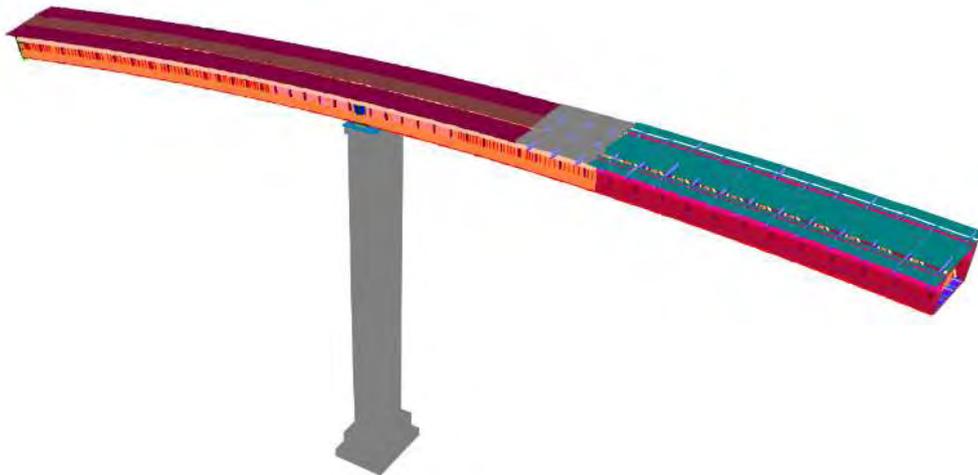


Figura 3.9. Modelo del puente San Cristóbal en su etapa previa a la colocación de la dovela de cierre.

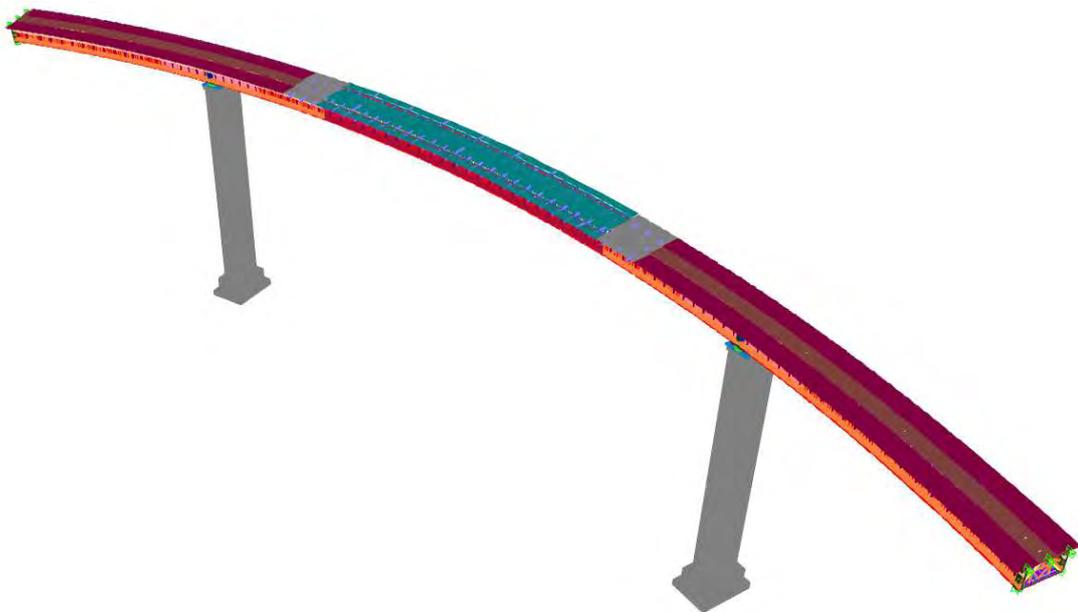


Figura 3.10. Modelo del puente San Cristóbal etapa final.



El modelo del puente San Cristóbal en su etapa final antes de colocar la dovela de cierre se realizó con las condiciones de apoyo en el extremo del puente, empotrado, que representa la pinza de la cama de lanzado para el puente, en los apoyos de la superestructura con la pila se consideraron apoyos móviles donde se restringe el desplazamiento vertical pero permiten los desplazamientos longitudinales, transversales, así como las rotaciones longitudinales, transversales y verticales.

Con esta modelación, el puente exhibe una frecuencia natural ( $f_n$ ) de  $f_n = 0.631$  Hz y un periodo natural de vibración ( $T_n$ ) de  $T_n = 1.583$  s , en el primer modo de vibrar de la estructura. En la tabla 3.2 se muestra el periodo que presenta la estructura en sus primero diez modos de vibrar y se muestran los primeros tres modos de vibrar de la estructura en las figuras 3.11, 3.12 y 3.13.

Tabla 3.2 Periodos y Frecuencias de vibrar del puente San Cristóbal

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Periodo - $T_n$ (s)	1.583	1.033	0.451	0.364	0.322	0.254	0.210	0.191	0.189	0.189
Frecuencia - $f_n$ (Hz)	0.631	0.968	2.215	2.746	3.108	3.941	4.756	5.233	5.290	5.297
Modo de vibrar	V	T	Tr	V	Tr	V	Tr	N	N	N

V = Vertical

T = Transversal

Tr = Torsión

N = No se aprecia

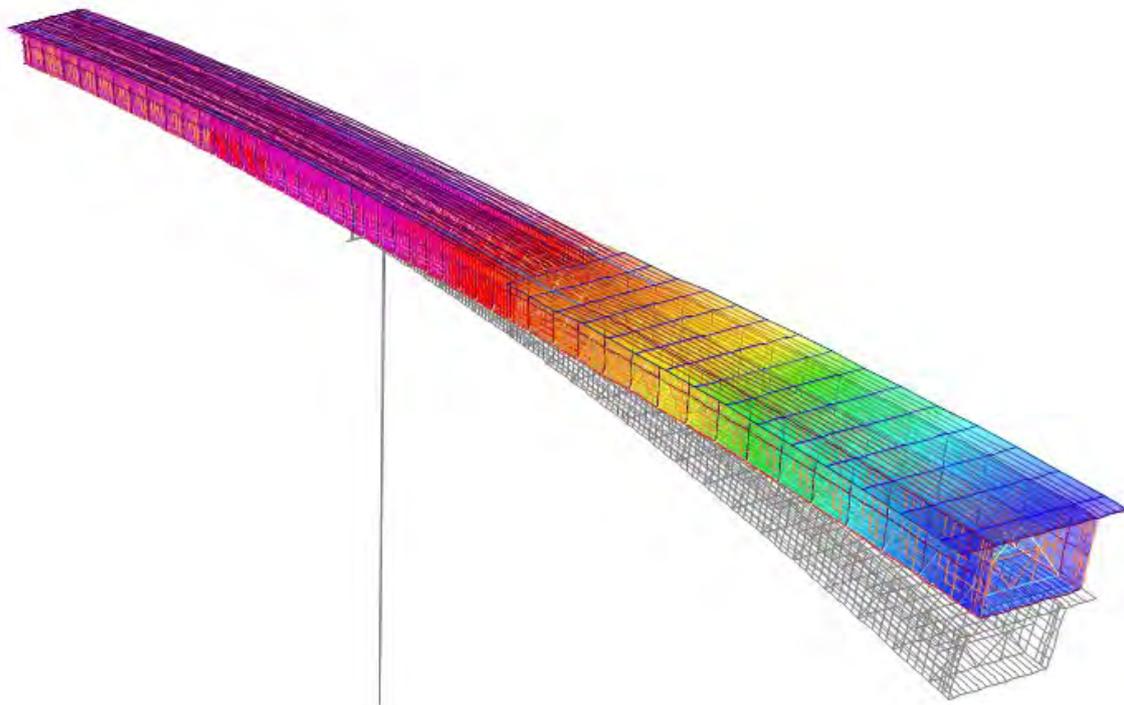


Figura 3.11 Primer modo de vibrar del modelo - Vertical

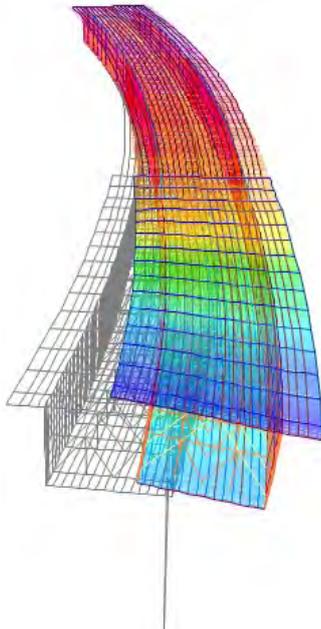


Figura 3.12 Primer modo de vibrar - Transversal

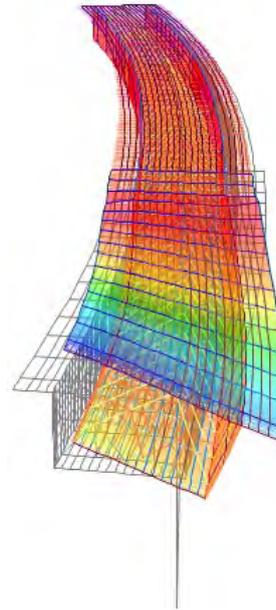


Figura 3.13 Primer modo de vibrar - Torsión

En el diseño del puente San Cristóbal completo se colocaron entre la superestructura y la subestructura apoyos móviles unidireccionales tipo tetrón o similares, que permiten los desplazamientos longitudinales, transversales, rotaciones verticales y con resistencia a cargas verticales además de longitudinales y transversales con consideraciones especiales y elementos adicionales (AASHTO 2012). Estos apoyos se modelaron en el programa Sap2000 como Rubber Isolator buscando acercarnos a las condiciones que presentan estos apoyos en el puente.

Con esta modelación, el puente exhibe una frecuencia natural ( $f_n$ ) de  $f_n = 0.631$  Hz y un periodo natural de vibración ( $T_n$ ) de  $T_n = 1.583s$ , en el primer modo de vibrar de la estructura. En la tabla 3.3 se muestra el periodo que presenta la estructura en sus primeros diez modos de vibrar y se muestran los primeros tres modos de vibrar de la estructura en las Figuras 3.14, 3.15 y 3.16.

Tabla 3.3 Periodos y Frecuencias de vibrar del puente San Cristóbal

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Periodo - $T_n$ (s)	1.117	0.579	0.570	0.520	0.493	0.400	0.355	0.345	0.304	0.297
Frecuencia - $f_n$ (Hz)	0.895	1.728	1.753	1.922	2.030	2.502	2.817	2.902	3.286	3.371
Modo de vibrar	V-S	T-S	T-A	V-A	V-A	Tr-S	V-A	Tr-S	V-S	N

Donde:

V-S = Vertical - Simétrico  
V-A = Vertical - Asimétrico

T-S = Transversal - Simétrico  
T-A = Transversal - Asimétrico

Tr-S = Torsión - Simétrico  
Tr-A = Torsión - Asimétrico



N = No se aprecia

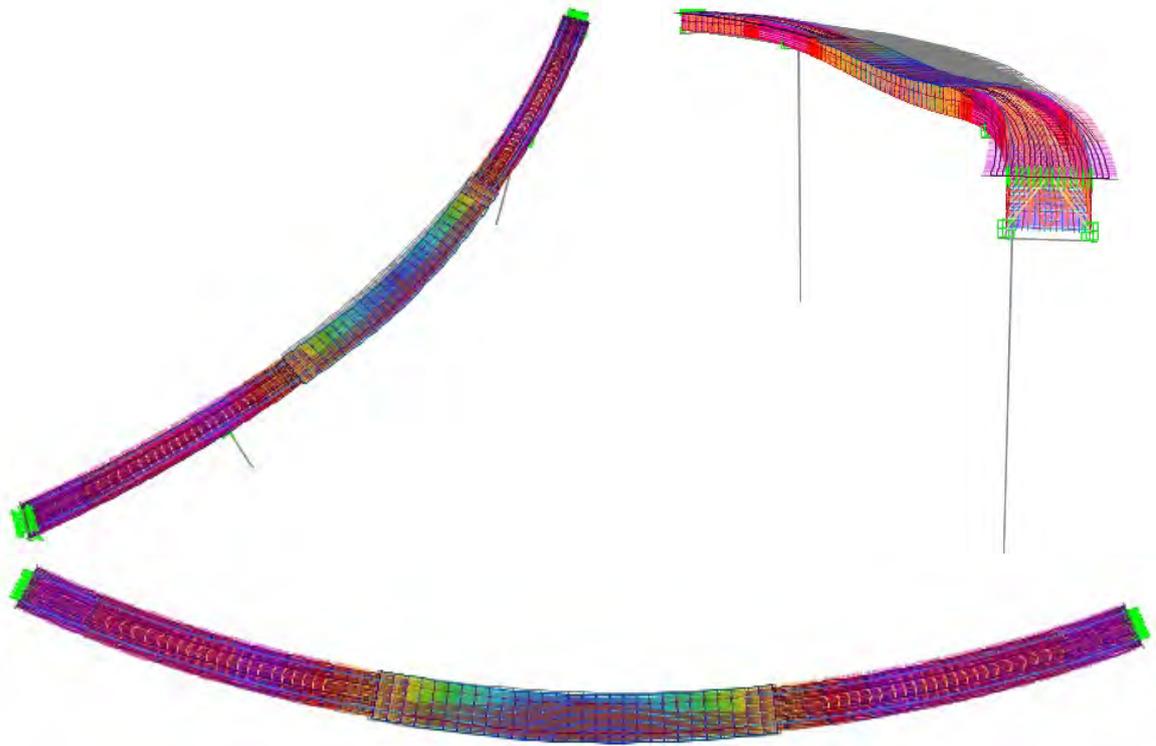


Figura 3.14. Primer modo de vibrar – Vertical - Simétrico

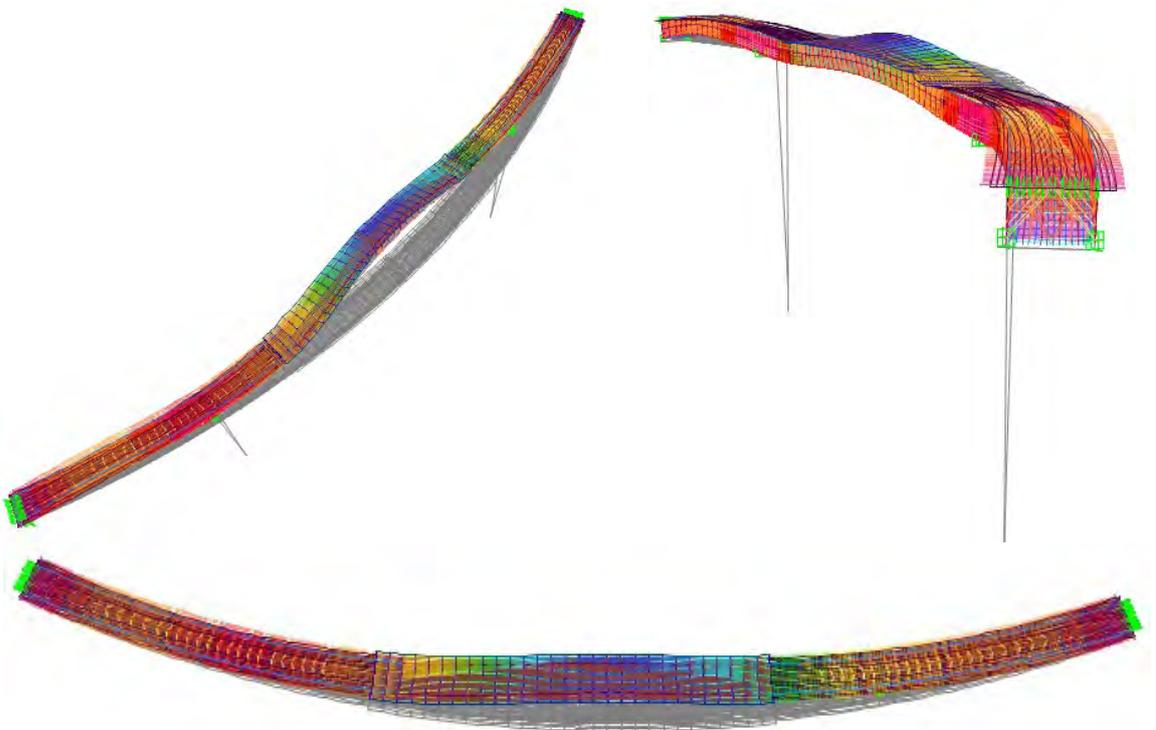




Figura 3.15. Segundo modo de vibrar – Transversal - Simétrico



Figura 3.16. Segundo modo de vibrar – Transversal - Asimétrico

Los datos obtenidos en el modelo en su etapa final se valida de acuerdo a los datos obtenidos mediante pruebas de vibración ambiental aplicadas al puente San Cristóbal (Rodríguez y Cortez, 2008), donde se presenta para la primera etapa de vibración las siguientes frecuencias y modos de vibrar:

Tabla 3.4 Frecuencias asociadas a los modos en la primera etapa de vibración ambiental

Modos de vibrar		Frecuencia (Hz)
Dirección V	1 V-S	0.732-0.977
	2 V-A	2.002
Dirección T	1 T-S	0.732
	2 T-A	2.637
Dirección Tr	1 Tr-S	3.809
	2 Tr-A	5.811-7.129

A manera de comparar las frecuencias obtenidas en el modelo realizado en el programa SAP2000 y las obtenidas en las pruebas de vibración ambiental del puente San Cristóbal (Rodríguez y Cortez, 2008), en la tabla 3.5 se muestran estos valores.



Cabe mencionar que los datos obtenidos en la prueba de vibración ambiental realizada al puente se ven afectados por diversos factores tales como el tránsito de vehículos, la temperatura ambiente y el viento que no se toman en cuenta en el modelo.

Tabla 3.5 Comparación de las frecuencias obtenidas mediante pruebas de vibración ambiental y modelo computacional.

Modos		Frecuencia (Hz)		Relación de frecuencia
		Pruebas de vibración	Modelo numérico	
Dirección V	1 V-S	0.732 - 0.977	0.895	0.82 - 1.09
	2 V-A	2.002	1.922	1.04
Dirección T	1 T-S	0.732 - 0.879	1.728	0.43 - 0.51
	2 T-A	2.637	1.753	1.50
Dirección Tr	1 Tr-S	3.809	2.902	1.31
	2 Tr-A	5.811 - 7.129	3.862	1.50 - 1.85

Para el objetivo de este trabajo de investigación las frecuencias y los modos de vibrar arrojados en la modelación del puente presentan similitud a las obtenidas en las pruebas de vibración ambiental [1]. En el modo de vibrar vertical la frecuencia en el modelo presenta una diferencia 15% en su modo simétrico y un 4% en su modo asimétrico, en el modo transversal en su modo simétrico presenta una diferencia de 53% y un 34% en su modo asimétrico. Por lo cual se puede emplear este modelo para conocer la respuesta del puente San Cristóbal ante las acciones provocadas por el viento.

### 3.6.2 RESULTADOS

Aplicando las presiones obtenidas por las normas al modelo del puente San Cristóbal en la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y realizando un análisis estático para las combinaciones de carga de peso propio (P.p.) y peso propio más presión del viento horizontal y vertical ( $P_v = V_h + V_v$ ), se obtienen los desplazamientos que se generan en la estructura por estas combinaciones de cargas, que se muestran en la Tabla 3.3.

Tabla 3.4 Desplazamientos en la estructura en la etapa de lanzado del puente San Cristóbal

Combinación de Cargas		Desplazamientos (mm)								
		Punto (A)			Punto (B)			Punto (C)		
		U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)
Peso propio (P.p.)		0	0	0	-2	0	-1	-6	-6	-468
Eurocódigo	P.p. + P.v.	0	0	0	1	0	-1	14	-3	-525
SHB	P.p. + P.v.	0	0	0	0	0	-1	5	-4	-486

Estos desplazamientos se obtienen de los puntos localizados en la parte superior de la superestructura sobre el eje de la trabe exterior de la sección (Figura 3.17), en las zonas donde se ubican la pinza de lanzado (punto A), la pila de apoyo (punto B) y el extremo de la superestructura en cantiléver (punto C) (Figura 3.18), correspondiente a esta etapa constructiva del puente.

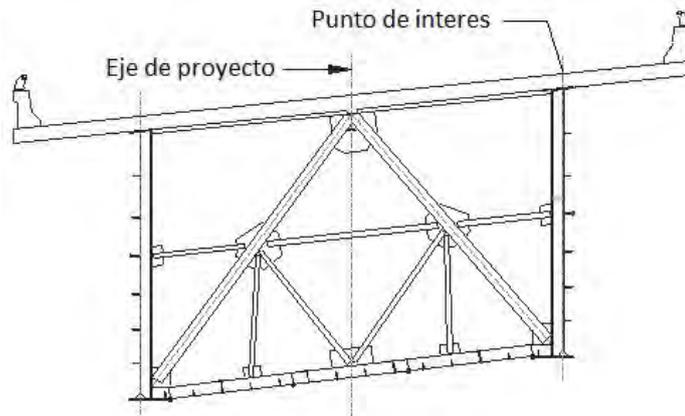


Figura 3.17 Sección transversal – Puente San Cristóbal

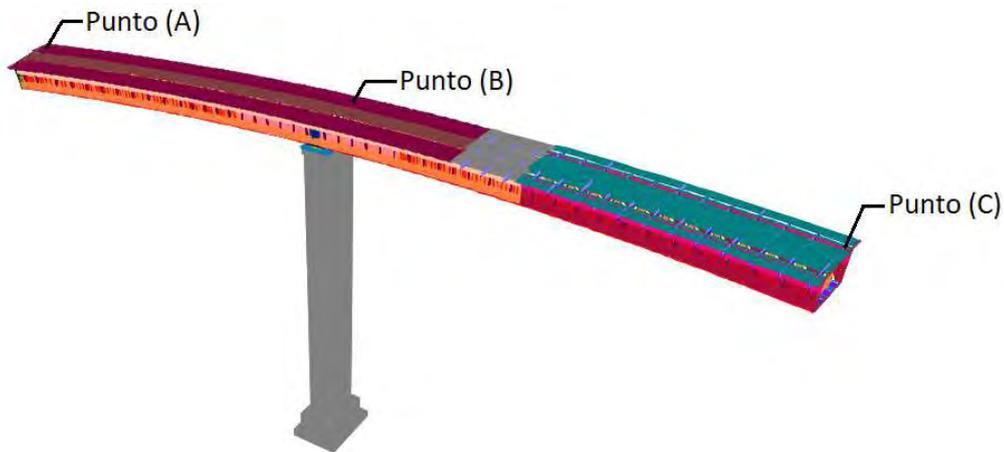


Figura 3.18 Zonas de interés del modelo del puente San Cristóbal en la etapa de lanzado

En la Tabla 3.4 se puede observar que en la combinación de carga por peso propio (P.P), se presentan desplazamientos de 2 mm en la dirección transversal, 1 mm en la dirección longitudinal y vertical en el punto B del puente y desplazamientos de -6 mm en la dirección longitudinal y transversal y -468 mm en la dirección vertical del puente en el punto C. En la combinación de carga por peso propio más presión del viento horizontal y vertical (P.p. + P.v.) los desplazamientos generados por las presiones de viento en la norma SHB (2002) son nulas para el punto A del puente, en el punto B los desplazamientos que se presentan son de -1 mm en la dirección vertical y desplazamientos de 5 mm en la dirección transversal, -4 mm en la dirección transversal y -486 mm en la dirección vertical en el punto C del puente.

Los desplazamientos por las presiones de viento para el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) son de 2 mm en la dirección transversal y nulas en la dirección longitudinal y vertical para el punto A del puente, en el punto B los desplazamientos que se presentan son de -25 mm en la dirección longitudinal, -8 mm en la dirección transversal y nulas en dirección vertical y desplazamientos de -154 mm en la dirección longitudinal, -26 mm en la dirección transversal y -741 mm en la dirección vertical en el punto C del puente.



Realizando el mismo procedimiento de aplicación de las presiones obtenidas en las normativas, a el modelo del puente San Cristóbal en la etapa completa y realizando un análisis estático para las combinaciones de carga de peso propio (P.p.) y peso propio más presión del viento horizontal y vertical (P.p. + P.v.), obtenemos los desplazamientos que se generan en el modelo por estas combinaciones de cargas, estos desplazamientos se muestran en la Tabla 3.4, para los puntos de A, B, C, D y E del modelo (Figura 3.19).

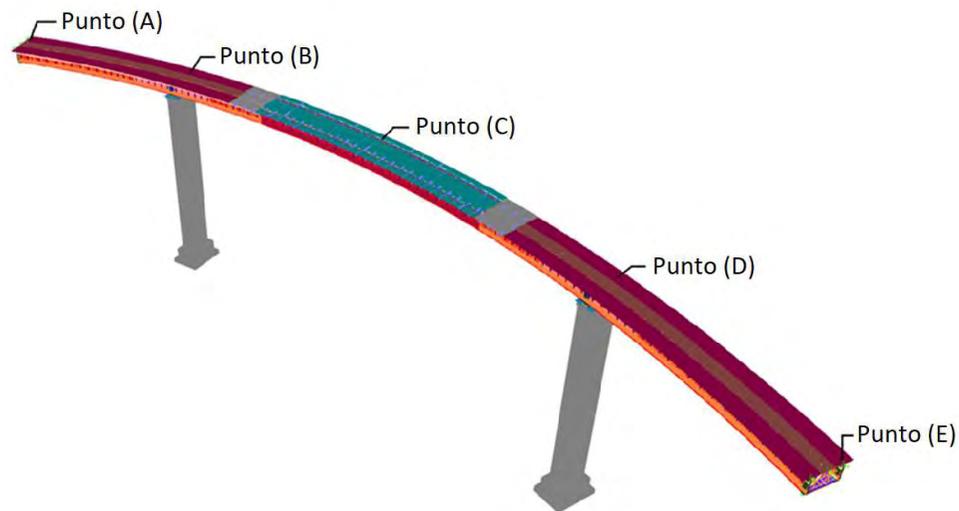


Figura 3.19 Desplazamientos del modelo en su etapa final

Tabla 3.5 Desplazamientos en la estructura en la etapa de lanzamiento del puente San Cristóbal

Combinación de Cargas		Desplazamientos (mm)														
		Punto (A)			Punto (B)			Punto (C)			Punto (D)			Punto (E)		
		U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)
Peso propio (P.p.)		1	-2	0	3	-1	-1	21	0	-192	0	-1	-2	1	2	0
EN 1991-1-4	P.p. + V.	1	-3	0	-5	-1	-1	26	0	-212	1	-2	-2	1	2	0
SHB	P.p. + V.	1	-2	0	4	-1	-1	24	0	-198	1	-1	-2	1	2	0



En la Tabla 3.5 se puede observar que en la combinación de carga por peso propio (P.P), se presentan desplazamiento del orden de 2 mm en las tres direcciones para los puntos A, B, D y E del puente; los desplazamientos mayores que se presentan son de 21 mm en la dirección transversal y -192 mm en la dirección vertical del puente en el punto C. En la combinación de carga por peso propio más presión del viento horizontal y vertical (P.p. + P.v.), los desplazamiento generados por las presiones de viento en la norma SHB (2002) son del orden de 2 mm en las tres direcciones para los puntos A, B, D y E del puente; los desplazamientos mayores que se presentan son de 24 mm en la dirección transversal y -198 mm en la dirección vertical del puente en el punto C.

Los desplazamientos generados por las presiones obtenidas por el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) y el peso propio (P.p. + P.v.), del orden de 2 mm en las tres direcciones para los puntos A, B, D y E del puente; los desplazamientos mayores que se presentan son de 26 mm en la dirección transversal y -212 mm en la dirección vertical del puente en el punto C.



# CAPÍTULO 4

## EFFECTOS DINÁMICOS DEBIDOS A CARGAS EÓLICAS EN PUENTES

### 4.1 INTRODUCCIÓN

Los puentes carreteros con periodo de vibrar mayor o igual a un segundo se clasifican como puentes flexibles (Hernández, et al 2012), estos por lo general son susceptibles a cargas eólicas que pueden producir inestabilidad aeroelástica. Algunos códigos de diseño de puentes (BS EN 1991-1-4:2005, 2005) consideran que únicamente los puentes de más de 40 m de longitud pueden ser susceptibles a las ráfagas de viento. Según la configuración estructural de los puentes sus periodos de vibrar pueden estar acoplados en flexión lateral-torsión o flexión transversal-torsión. El periodo de vibrar de dichas estructuras depende de la estructuración, de la forma de la sección transversal, de la geometría y del tipo de material empleado. Su comportamiento ante cargas eólicas depende de su relación periodo-contenido de frecuencias de la carga, por lo que es importante predecir su periodo en forma rápida a manera de prediseño o modificarlo para que tenga un adecuado comportamiento aerodinámico.

### 4.2 SUSCEPTIBILIDAD A LA EXCITACIÓN AERODINÁMICA

Con la finalidad de determinar si un puente es susceptible ante una excitación aerodinámica se puede calcular el parámetro de susceptibilidad aerodinámica en que debe de obtenerse según la categoría de la estructura, con la ecuación (4.1).

$$P_b = \left( \frac{\rho b^2}{m} \right) \left( \frac{16 V_{Dh}^2}{b L f_B^2} \right) \quad (4.1)$$

donde:  $\rho = 1.22$  es la densidad del aire ( $\text{kg/m}^3$ );  $b$  es el ancho total del tablero del puente (m);  $m$  es la masa por unidad de longitud del tablero ( $\text{kg/m}$ );  $V_{Dh}$  es la velocidad media de diseño (m/s);  $L$  es la longitud del tablero más representativo del puente (m) y  $f_B$  es la frecuencia natural en flexión del tablero (Hz). Según el resultado obtenido con la ecuación 4.1, los puentes se clasifican de la siguiente manera:

- 1) Puentes carreteros con menos de 25 m de claro, se considera que son poco susceptibles a casi todos los tipos de excitación aerodinámica cuando  $P_b < 0.04$ .



- 2) Puentes que tienen un valor  $0.04 \leq P_b \leq 1.00$  deben de ser considerados dentro del alcance de estas reglas.
- 3) Puentes con  $P_b > 1.00$  deben ser considerados a ser potencialmente susceptibles a excitaciones aerodinámicas.
- 4) Puentes con más de 250 m de claro se encuentran dentro de esta categoría, además, puentes especiales como los soportados por cables y otras estructuras donde los parámetros  $b$ ,  $L$  ó  $f_B$ , no puedan calcularse exactamente.

Para propósitos de esta clasificación dentro de las construcciones normales se consideran incluidos puentes de acero, concreto, aluminio o madera, incluyendo construcción compuesta y todas aquellas formas incluidas en la Figura 4.1.

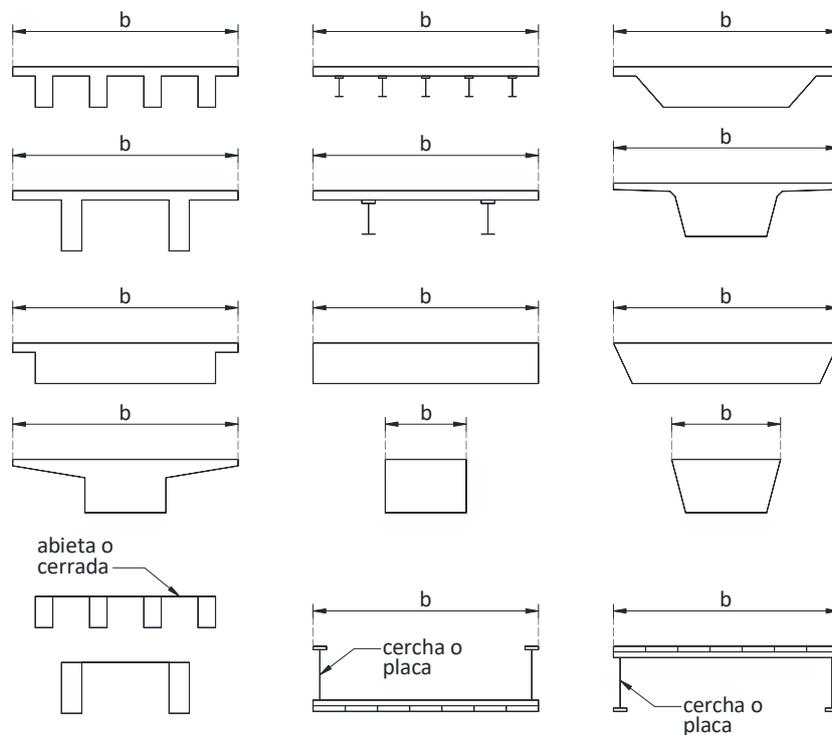


Figura 4.1 Secciones de tableros de puentes consideradas como “comunes”.

Para propósitos de una categorización preliminar, se pueden usar los valores de:  $V_{Dh}$  entre 20 y 40 (m/s);  $m/b$  entre 600 y 1200 (kg/m<sup>2</sup>);  $f_B$  entre  $50 / L^{0.87}$  y  $100 / L^{0.87}$ . Se deben de calcular los valores de  $P_b$  considerando los valores de los límites inferiores y superiores.

#### 4.3 SUGERENCIAS PROPUESTAS EN NORMAS INTERNACIONALES

En puentes con periodos de vibrar sensibles a los efectos de ráfaga que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento, incluyendo puentes de grandes claros o gran altura con elementos esbeltos de superestructura o subestructura, la norma NIT-SCT (2001) sugiere que se



tomen en cuenta los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento y por los efectos de los vórtices que se producen cuando la velocidad de diseño excede la velocidad crítica.

Los efectos dinámicos en la norma NIT-SCT (2001) son tomados en cuenta por medio del factor de ráfaga que es determinado con base en estudios experimentales y es utilizado para la obtención de la presión actuante a la altura  $z$ , con la ecuación (4.2):

$$p_z = F_g C_p q_z \quad (4.2)$$

donde:  $p_z$  es la presión actuante a la altura  $z$  (Pa);  $F_g$  es el factor de ráfaga que, para cada caso en particular (adimensional);  $C_p$  es el coeficiente de presión (adimensional) y  $q_z$  es la presión dinámica de base a la altura  $z$  (Pa).

El efecto de vórtices en la norma NIT-SCT (2001) recomienda realizar estudios experimentales para la obtención de estos efectos y sugiere que pueden evitarse modificando la forma de la sección transversal por la adición de contraventeos, costillas o amortiguadores.

Según la norma AASHTO (1996), para puentes y sus componentes estructurales cuya relación longitud de tramo / ancho o espesor superior a 30, serán considerados sensibles al viento. Donde se consideran los fenómenos aeroelásticos de excitación por desprendimiento de vórtices, galloping, flutter y divergencia. En puentes suspendidos por cables se deberán considerar la vibración de los cables provocada por la interacción del viento y la lluvia.

Para un control de la respuesta dinámica la norma AASHTO (1996) recomienda que los puentes y sus componentes estructurales, incluidos los cables, serán diseñados de tal forma que estén libres de daños por fatiga provocados por oscilaciones inducidas por desprendimiento de vórtices y el fenómeno de galloping. Estos requisitos se podrán satisfacer realizando ensayos representativos en un túnel de viento.

La normativa EN 1991-1-4 (2005) en su apartado acciones del viento en los puentes, no presenta recomendación alguna para los efectos dinámicos sobre estos, sin embargo, en los apéndices E y F de esa norma se presentan parámetros a considerar para los efectos de desprendimiento de vórtices, galloping, divergencia y flutter, para estructuras de sección en forma de placa plana que es en gran parte la forma de la sección de la cubierta en la mayoría de los puentes.

En puentes donde el comportamiento dinámico inducido por el viento no presente ninguna consideración especial, la norma SHB (2002) recomienda realizar una verificación de la seguridad del puente contra la excitación dinámica mediante el uso de Wind Resistant Design Manual for Highway Bridges (WRDM, 1991), que proporciona información complementaria relacionada a problemas dinámicos inducidos al puente por efectos del viento.

El manual WRDM (1991) recomienda examinar la posibilidad de un comportamiento dinámico inducido por el viento. Estas revisiones son:

- 1) Revisión por vibraciones divergentes; donde la velocidad crítica del viento debe satisfacer la siguiente condición:



$$U_F \geq U_r \quad (4.3)$$

donde:  $U_F$  es la velocidad crítica (m/s); la velocidad de referencia (m/s);  $U_r = 1.2(\mu_F)\bar{U}_z$ ;  $\mu_F$  es el factor de modificación considerando la fluctuación de la velocidad (adimensional) y  $\bar{U}_z$  es la velocidad del viento de diseño (m/s).

#### 2) Revisión de la respuesta inducida por ráfagas

La predicción de la respuesta inducida por ráfagas se llevará a cabo tanto mediante el análisis de buffeting, mediante pruebas de modelos físicos usando flujo de capa límite atmosférico simulado. El puente tiene que ser rediseñado si las tensiones predichas debido a esta respuesta dinámica superan la tensión permisible en un 5% o más.

#### 3) Revisión de vibraciones inducidas por vórtices

La cubierta de puente suspendida y otros elementos de puente deben examinarse cuidadosamente para evitar cualquier oscilación inducida por vórtices. La excitación de vórtices de las torres en particular.

#### 4) Revisión de la vibración del cable

Los cables y las cuerdas de suspensión deben ser examinados cuidadosamente para evitar cualquier medida sería de su vibración tanto como sea posible.

### 4.4 COMPORTAMIENTO AERODINÁMICO

Cuando una estructura esbelta está sujeta al flujo del viento, pueden actuar fuerzas en las tres direcciones ortogonales, x, y, z. Las cargas de viento sobre la estructuras están formadas por la parte media del viento más las fluctuaciones que varían en el tiempo. Las componentes de fuerza son: Fuerza de levante  $F_L$ , de arrastre  $F_D$  y de momento  $M_\alpha$ . Cuando una estructura esbelta obstruye el flujo del viento, el viento circula alrededor de la sección lo que causa variaciones de la presión en la parte de sotavento debido a la naturaleza turbulenta del flujo. Se pueden crear vórtices en la región de sotavento las cuales arrastran a la estructura produciendo que este patrón de vórtices haga vibrar a la estructura con alta amplitud en la dirección perpendicular al flujo del viento. Este tipo de vibraciones son conocidas como vibraciones transversales. Cuando la estructura no está suficientemente rígida pero tiene cierta rigidez en la dirección de la fuerza del viento, la estructura puede estar sujeta a oscilaciones en una frecuencia en particular, la cual se puede amplificar si la frecuencia de desprendimiento de vórtices está cercana a la frecuencia de la estructura produciéndose el fenómeno de resonancia. Este fenómeno se puede prevenir aumentando el amortiguamiento o rigidizando la estructura. Otro tipo de inestabilidad aerodinámica es llamada galopeo. El galopeo produce en estructuras esbeltas vibraciones en la dirección transversal a la dirección viento con gran amplitud, mayores a la dimensión de la sección transversal. El galopeo es un fenómeno común en cables debido a que se puede formar hielo alrededor de su sección.

Los dos fenómenos antes mencionados involucran la separación del flujo del viento transversal a la sección de la estructura causando una excitación periódica de naturaleza. Otro tipo de inestabilidad



aerodinámica se conoce como flutter, este fenómeno no involucra la separación del flujo. El flutter por lo general es predominante en estructuras alargadas y se presenta como un movimiento auto-excitado. El flutter puede ocurrir a varias velocidades de viento próximas a la velocidad crítica y las fuerzas del viento proveen de energía a la estructura resultando oscilaciones armónicas. El flutter puede ser considerado como un caso de amortiguamiento aerodinámico negativo que da lugar al acoplamiento del movimiento en dos grados de libertad. La inestabilidad debido al flutter debe ser revisada y disminuida por medio del incremento del amortiguamiento y de la rigidez de la estructura. La figura 4.2 muestra la clasificación de varios tipos de vibraciones inducidas, subdivididas según el límite y divergencia de la amplitud del movimiento.

El fenómeno de inestabilidad que produce vibraciones de amplitud limitada generalmente no produce la falla de la estructura, lo que produce es un estado de discomfort y fatiga estructural. Por otro lado la inestabilidad que produce vibraciones de amplitud divergentes puede causar el colapso de la estructura.

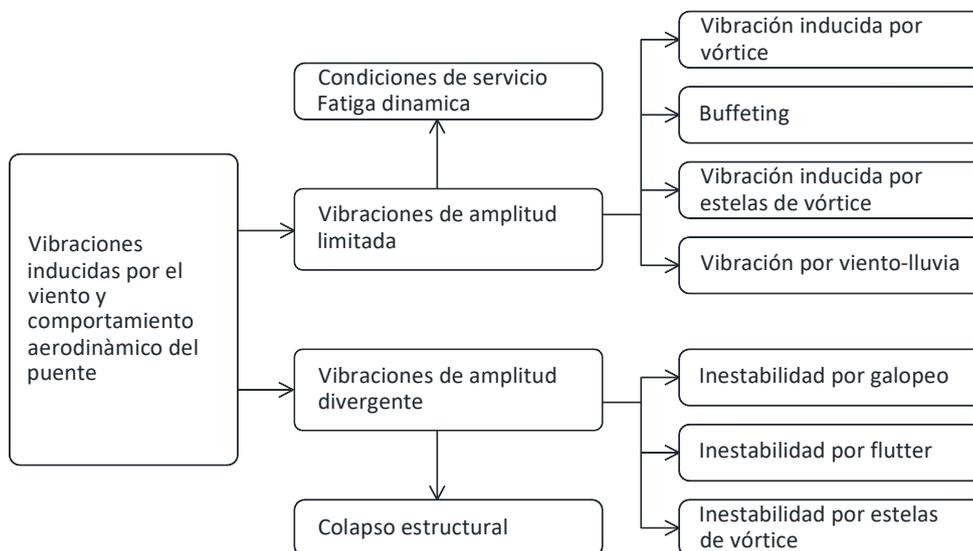


Figura 4.2 Clasificación de las vibraciones inducidas por el viento en puentes

En la figura 4.3 se muestra la relación entre la amplitud de la resonancia y las velocidades del viento, para varios fenómenos de inestabilidad. Es evidente que el fenómeno de desprendimiento de vórtices generalmente es causado en bajas velocidades de viento y la máxima amplitud se alcanza en un valor de resonancia después del cual las amplitudes disminuyen con un incremento de las velocidades del viento.

La amplitud de resonancia para buffeting es más baja que la inducida por el desprendimiento de vórtices y es producida en altas velocidades del viento. Los fenómenos de inestabilidad por flutter y galopeo son causadas por altas velocidades del viento y la amplitud resonante resultante producida es alta comparada con las que producen otras inestabilidades y se incrementa cuando se incrementa la velocidad. Los casos más importantes que deben ser considerados en el diseño de un puente son las vibraciones aleatorias por buffeting, vibraciones auto-excitables por flutter y acoplamiento de flutter y buffeting (Figura 4.3).

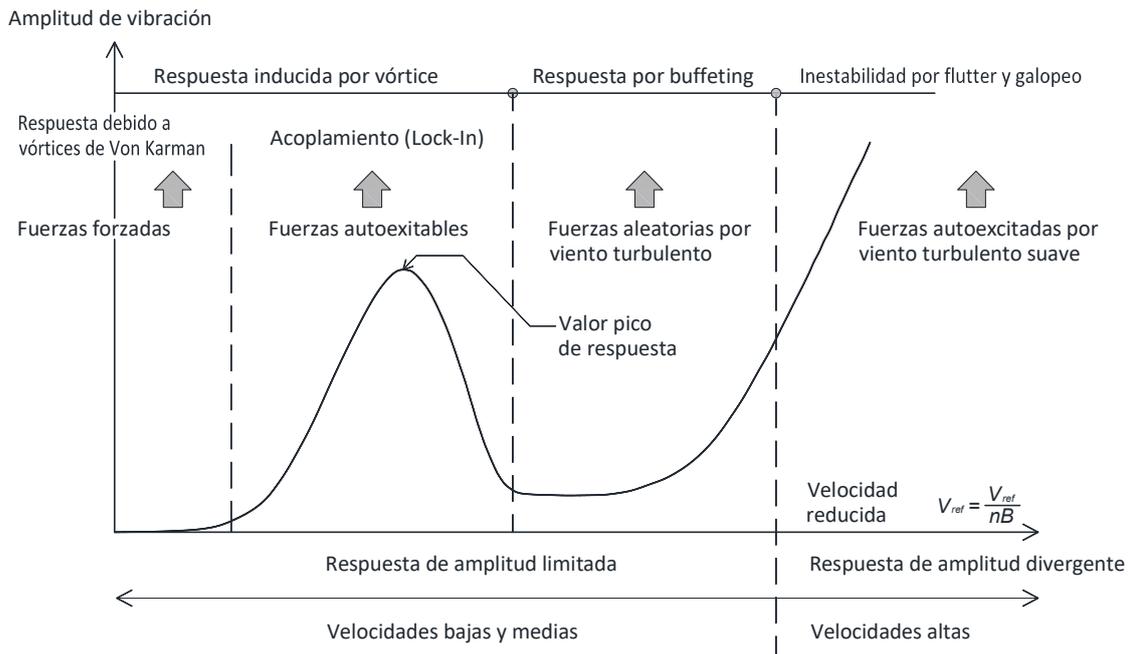


Figura 4.3 Relación entre velocidad del viento e inestabilidad aerodinámica

Los puentes están propensos a varias formas de excitación aerodinámica que produce movimientos en flexión vertical, en torsión o menos comúnmente en flexo-torsión. Dependiendo de la naturaleza de la excitación los movimientos que deben de considerarse en el diseño son:

1. Respuesta con amplitud limitada que podría causar esfuerzos inaceptables o daño por fatiga.
2. Respuesta con amplitud divergente en donde la amplitud del movimiento se incrementa rápidamente.
3. Respuesta divergente sin oscilación, que se produce debido a inestabilidad torsional aerodinámica.

#### 4.4.1 RESPUESTA CON AMPLITUD LIMITADA

Pueden ocurrir dos tipos de respuesta con amplitud limitada:

1. Oscilaciones inducidas por vórtices, son oscilaciones de amplitud limitada excitadas por las fuerzas periódicas transversales a la dirección del viento que aparecen debido al desprendimiento de vórtices alternantes de la parte superior a la inferior del tablero del puente. Éstas pueden ocurrir en uno o más intervalos limitados de velocidades del viento. La frecuencia de excitación puede estar lo suficientemente próxima a la frecuencia natural de la estructura por lo que causará resonancia y consecuentemente, oscilaciones transversales al flujo, en esa frecuencia. Esas oscilaciones ocurren en modos aislados verticalmente en flexión y en torsión.
2. Respuesta turbulenta, debido a la naturaleza de la turbulencia, las fuerzas y momentos desarrollados por el viento sobre el tablero fluctúan sobre un amplio intervalo de frecuencias.



Si se presenta la energía suficiente en la banda de frecuencias alrededor de uno o más frecuencias naturales de la estructura, pueden ocurrir vibraciones.

#### 4.4.2 RESPUESTA CON AMPLITUD DIVERGENTE

En mecanismos aerodinámicos donde se pueden presentar oscilaciones de este tipo, los cuales se clasifican en: a) Galopeo y Flutter, la inestabilidad por galopeo se puede presentar en ciertas formas de la sección transversal del tablero debido a las características de variación del arrastre del viento, levante y momentos de cabeceo con un cierto ángulo de incidencia o tiempo; y b) Flutter clásico, que involucra el acoplamiento, es decir la interacción, entre oscilaciones por flexión vertical y torsional.

#### 4.4.3 RESPUESTA DIVERGENTE SIN OSCILACIÓN

Esta divergencia puede ocurrir si la rigidez aerodinámica torsional, es decir, la relación de cambio del momento de cabeceo con la rotación, es negativa. A una velocidad crítica del viento la rigidez aerodinámica negativa se convierte numéricamente igual a la rigidez estructural por torsión resultando una rigidez total nula.

#### 4.4.4 VIBRACIONES TRANSVERSALES INDUCIDAS POR EL DESPRENDIMIENTO DE VÓRTICES

Cuando un flujo de aire fluye sobre una estructura esbelta, se producirá una separación del flujo en la superficie de la estructura, creando vórtices alternantes que se separan sobre sus lados dando como resultado la generación de una fuerza inconsistente debido a que regiones de baja presión se crean en la dirección normal al flujo del fluido. Este patrón de formación sistemática de los vórtices se conoce como vórtice de Von Kármán. Cuando la frecuencia de desprendimiento de los vórtices está en resonancia con una de las frecuencias naturales de la estructura, se pueden esperar grandes vibraciones de amplitud en un plano normal al flujo. El fenómeno de desprendimiento de vórtices es importante para las frecuencias naturales más bajas de la estructura, pero para estructuras flexibles que tienen una baja relación de amortiguación, esto también podría ocurrir en frecuencias más altas. El efecto del desprendimiento de vórtices es generalmente predominante para estructuras delgadas que tienen una relación de aspecto de 20 ó más (es decir, una relación de anchura a altura de 20). Generalmente una cubierta de un puente no se considera una estructura delgada, pero los vórtices generados en sotavento por el flujo del viento, pueden producir grandes vibraciones de amplitud si la frecuencia natural del puente está en resonancia con la frecuencia de desprendimiento (M. Sajad, Rishiraj M., 2013).

En la figura 4.4 presentada por Giosan, I. (2000), muestra las regiones alternas de alta y baja presión creadas por el flujo del viento en dirección de sotavento.

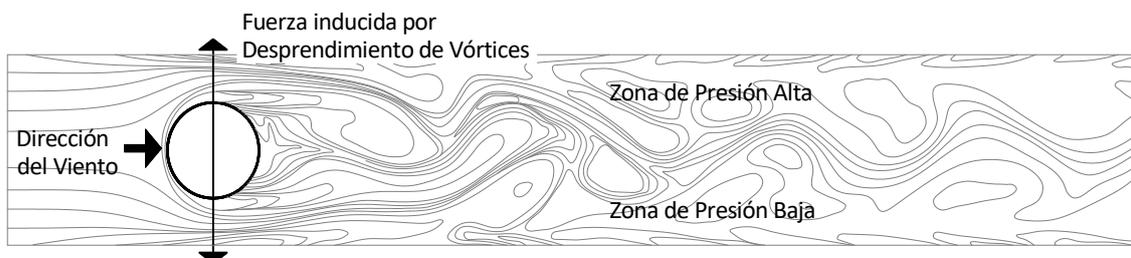


Figura 4.4 Fenómeno de desprendimiento de vórtices de un flujo de viento sobre un cilindro



Para secciones transversales cilíndricas, la naturaleza del desprendimiento de vórtice inducido depende del número de Reynolds,

$$R_e = \frac{U d}{\nu} \tag{4.4}$$

donde,  $U$  es la velocidad del viento (m/s);  $d$  es el diámetro de la estructura (m) y  $\nu$  es la viscosidad cinemática (m<sup>2</sup>/s) cuyo valor depende de la temperatura ambiente, en la tabla 4.1 se muestran los valores para diferentes temperaturas.

Tabla 4.1 Viscosidad Cinemática del aire

Temperatura	Valor de la densidad del aire (m <sup>2</sup> /s)
15	1.470E-05
20	1.513E-05
25	1.562E-05
30	1.608E-05
35	1.655E-05

La frecuencia de desprendimiento de los vórtices  $n_s$  está representado por la ecuación (4.5).

$$n_s = St \frac{U}{d} \tag{4.5}$$

donde:  $St$  es el número de Strouhal que depende de la turbulencia del viento, la naturaleza de la rugosidad de la superficie y la forma de la sección transversal de la estructura;  $U$  es la velocidad del viento (m/s) y  $d$  es el ancho o diámetro característico de la estructura.

La relación entre la fuerza de inercia y la fuerza de fricción producida por el fluido se representa generalmente por el número de Reynolds. Cuando el número de Reynolds es muy bajo, el patrón de flujo puede considerarse de naturaleza laminar ya que los efectos de inercia pueden ser despreciados. A un número muy alto de Reynolds, la regularidad de las vibraciones de desprendimiento disminuye y es de naturaleza irregular.

El fenómeno de desprendimiento de vórtices generalmente se produce en condiciones de viento constante a una velocidad crítica. Las vibraciones periódicas de los desprendimientos de vórtices pueden bloquearse con la frecuencia natural de la estructura (Figura 4.5), causando vibraciones de alta amplitud en el plano transversal al flujo del viento. Por lo general, el desprendimiento de vórtices no ocurre en velocidades inferiores a 5 m/s. El desprendimiento de vórtices ocurre generalmente en viento constante con velocidad en el intervalo de 5 a 15 m/s. Para el viento turbulento causado debido a velocidades superiores a 15 m/s, no se producirá desprendimiento de vórtices. Las oscilaciones generadas por el desprendimiento de vórtices pueden ser severas para causar grietas de fatiga en las estructuras.

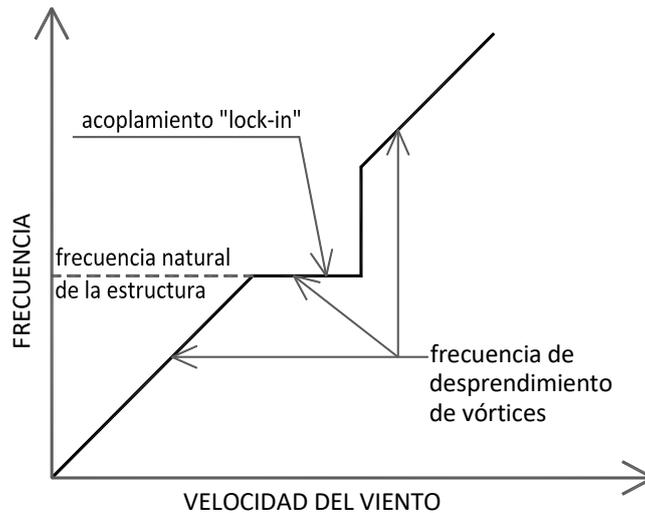


Figura 4.5 Fenómeno de bloqueo en la vibración inducida por vórtices

#### 4.4.4.1 MÉTODO SINUSOIDAL

La excitación y la vibración causada por el desprendimiento de vórtices se analiza como una carga de frecuencia dependiente del tiempo. El fenómeno de desprendimiento de vórtices es de naturaleza compleja y, como resultado, la carga inducida se describe mediante un método probabilístico (Giosan, I., 2000). La carga es de naturaleza armónica y sinusoidal.

La carga inducida por unidad de longitud de la estructura en un lugar puede determinarse como:

$$F(x,t) = \frac{1}{2} \rho U^2 D C_L \sin(2\pi \omega_e t) \quad (4.6)$$

Donde,  $U$  es la velocidad media del viento (m/s);  $D$  es el diámetro o anchura de la sección transversal de la estructura;  $S$  es el número de Strouhal;  $C_L$  se define como el coeficiente de elevación RMS y está determinado por un proceso estocástico y  $\rho$  es la densidad del aire.

La fuerza a aplicar sobre la estructura se calcula evaluando la fuerza máxima que es causada debido a cada modo de vibración multiplicado con la amplitud de la forma modal correspondiente. La fuerza calculada debe aplicarse alternativamente sobre la estructura con la frecuencia natural  $\omega_i$  de la estructura y las tensiones correspondientes se comparan con los valores límite.

#### 4.4.4.2 MODELO DE CARGA ALEATORIA DE BANDA LIMITADA

Se considera que el método sinusoidal proporciona resultados conservadores para el análisis de desprendimiento de vórtices ya que no tiene en cuenta la variación de la velocidad del viento con la altura, la naturaleza turbulenta del viento y otras propiedades. El modelo de banda limitada supone que la fuerza inducida debido al desprendimiento de vórtices tiende a comportarse armónicamente sólo cuando el movimiento de la estructura es grande para generar desprendimientos de vórtices (es decir, la amplitud de las vibraciones son del orden de 2-2.5% del diámetro o el ancho de la sección



transversal). En este método, el elemento está cargado con cargas de inercia máxima que se consideran interactúan estáticamente sobre la estructura y se calculan los esfuerzos resultantes. La relación para calcular la carga de inercia máxima en cualquier lugar se calcula con (Giosan, I., 2000):

$$F_i(x) = (2\pi\omega_i)^2 y_i(x)m(x) \quad (4.7)$$

donde,  $F_i(x)$  es la carga del miembro de inercia máxima en cualquier lugar  $x$  sobre la estructura para el modo de vibración  $i$ -ésimo (N/m);  $m(x)$  es la masa por unidad de longitud en la ubicación  $x$  del miembro (kg/m);  $y_i(x)$  es el desplazamiento del miembro de máximo causado debido al desprendimiento de vórtice para el modo  $i$ -ésimo en un lugar  $x$  (Vickery, B.J. and Basu, R.I., 1983).

$$y_i(x) = \alpha_i \mu_i(x) \quad (4.7)$$

donde,  $\alpha_i$  es el coeficiente modal de la magnitud del desplazamiento oscilatorio para el  $i$ -ésimo modo de vibración y  $\mu_i(x)$  es la amplitud de la forma del modo para el  $i$ -ésimo modo en un lugar  $x$ . El coeficiente modal puede calcularse para secciones no cilíndricas con la ecuación (4.9).

$$\alpha_i = \frac{3.5\hat{C}_L \rho D^2 \pi^0 0.25C}{\sqrt{B(4\pi S)^2 GM_i}} \quad (4.9)$$

En caso que  $y_i(x)$  sea mayor que  $0.025D$ ,  $\alpha_i$  debe ser evaluado con:

$$\alpha_i = \frac{\sqrt{2}\hat{C}_L \rho D^3 \int_0^H |\mu_i(x)| dx}{\xi_i (4\pi S)^2 GM_i} \quad (4.10)$$

donde,

$$C = \sqrt{\frac{(H/D)^2}{1 + H/2LD} \int_0^H \frac{x^{3\alpha} \mu_i^2(x)}{H^{1+3\alpha}} dx} \quad (4.11)$$

$GM_i$  es la masa modal generalizada para el modo de vibración  $i$ -ésimo, (kg):

$$GM_i = \int_0^H m(x) \mu_i^2(x) dx \quad (4.12)$$

$\xi_i$  es la relación de amortiguación crítica para el  $i$ -ésimo modo y  $\alpha$  es el exponente del perfil de velocidad del viento.

Las vibraciones producidas por el derramamiento de vórtices pueden tener lugar en estructuras esbeltas tales como cables, torres, chimeneas y puentes. El riesgo de desprendimiento de vórtices se mejora sí: a) en estructuras esbeltas se colocan en una línea y la distancia de separación entre ellas es



menor que aproximadamente 10 - 15 veces la anchura de las estructuras; (b) los vórtices arrojados por una estructura sólida adyacente pueden afectar a una estructura delgada cercana.

La respuesta de desprendimiento de vórtices se puede analizar utilizando el modelo espectral o el modelo de resonancia. El modelo de resonancia de vórtice pretende incluir los grandes efectos aeroelásticos que se producen con estructuras flexibles.

#### 4.4.5 FENOMENO DE BUFFETING

El fenómeno aeroelástico buffeting cae en la categoría de vibraciones inducidas por el viento causadas por la turbulencia del viento que son creadas por las fuerzas fluctuantes e inconsistentes. La velocidad del viento entrante es fluctuante y por lo tanto resulta en una fuerza inconsistente en la estructura. Cuando las variaciones de presión en la fuerza del viento entrante tienen una frecuencia similar a una de las frecuencias naturales del puente, se producirá resonancia. La respuesta del puente al buffeting dependerá principalmente de la intensidad de la turbulencia, las frecuencias naturales y la forma de la estructura. El buffeting junto con flutter puede causar grandes inestabilidades aerodinámicas en puentes de claro largo debido a las vibraciones de gran amplitud inducidas por ellos.

El buffeting en puentes puede causar incomodidad de servicio debido a desplazamientos altos e impredecibles y también causar falla por fatiga en los miembros estructurales del puente. El buffeting en las estructuras puede ser una amenaza seria porque puede presentarse a diferentes velocidades fluctuantes y por lo tanto tiene el potencial de causar daño grave a una estructura. El buffeting también puede tener lugar en una condición acoplada con aleteo en intervalos de alta velocidad.

El análisis de la respuesta al buffeting se puede evaluar por los siguientes dos enfoques analíticos (Figura 4.6):

- Enfoque en el dominio de la frecuencia (comportamiento lineal) o
- Enfoque en el dominio del tiempo (comportamiento lineal y no lineal)

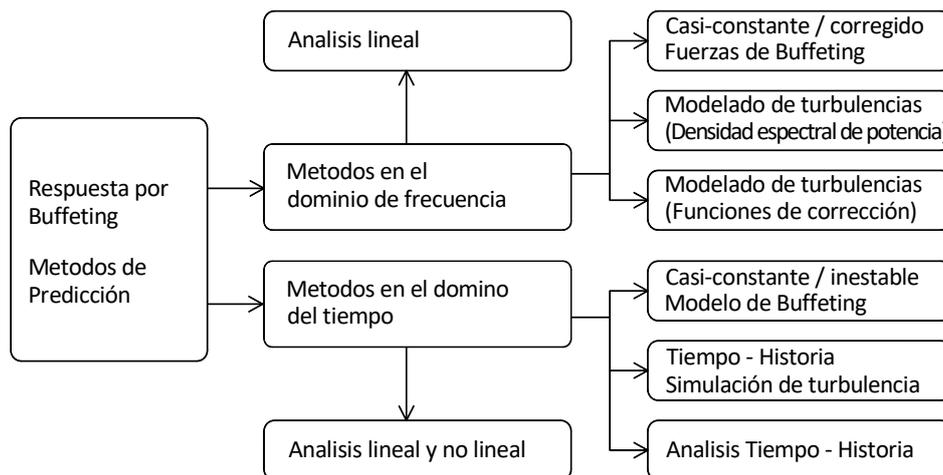


Figura 4.6 Clasificación de predicción de la respuesta al buffeting (Le Thai Hoa, 2003)



#### 4.4.5.1 ENFOQUE EN EL DOMINIO DE LA FRECUENCIA

El análisis del dominio de frecuencia de la respuesta de buffeting se ha utilizado durante los últimos años debido al hecho de que el análisis del dominio del tiempo requiere demasiado esfuerzo computacional. En el dominio de la frecuencia, se aplica una transformada de Fourier del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia con análisis espectral y cálculo estadístico. Además, los sistemas de varios grados de libertad han sido descompuestos en sistemas de un grado de libertad usando la técnica de análisis modal. La no linealidad geométrica y aerodinámica puede considerarse en el análisis en el dominio del tiempo.

#### 4.4.5.2 INCERTIDUMBRES

En el enfoque del dominio del tiempo, las fuerzas del viento se aplican en nodos discretos de la estructura. Tanto las fuerzas seccionales cuasi-estables (admitancia aerodinámica) como las fuerzas inestables (funciones indiciales) pueden usarse en los modelos de dominio del tiempo. A velocidades del viento más altas que pueden causar flutter y buffeting acoplados, las fuerzas del dominio de la frecuencia se pueden transformar en las formas del dominio del tiempo usando la aproximación racional de la función con la función de la respuesta de frecuencia. Los métodos de integración directa de Newmark y Wilson también pueden aplicarse para el análisis del dominio del tiempo para la interacción viento-estructura y respuestas correspondientes.

#### 4.4.5.3 ENFOQUE EN EL DOMINIO DEL TIEMPO

Tanto el dominio de la frecuencia y el dominio del tiempo, los enfoques se basan en ciertas suposiciones para las simplificaciones especificadas por Le Thai Hoa (2003):

1. Se supone que los procesos son estacionarios gaussianos: Las cargas y velocidades de viento fluctuantes se tratan como procesos aleatorios estacionarios gaussianos.
2. Suposición cuasi-estable: Las fuerzas de buffeting inestables son modeladas como fuerzas de buffeting cuasi-estables por aproximaciones hechas en la velocidad relativa y los coeficientes de fuerza inestables. La velocidad relativa se simplifica omitiendo los términos de orden superior y los coeficientes de fuerza se aproximan linealmente a partir de la expansión de la serie de Taylor.
3. Suposición de un elemento lineal horizontal: Las estructuras similares a una línea horizontal se dividen en tramos con extensión y las fuerzas inestables en un solo tramo son causadas por las fuerzas que actúan solamente en ese tramo. Al mismo tiempo, las fuerzas que actúan sobre un único tramo pueden usarse para representar toda la estructura lineal.
4. Funciones de correlación y funciones de transferencia: Se añaden ciertas funciones de correlación tales como la admitancia aerodinámica, la coherencia, la función de transferencia y la admitancia mecánica, de cálculos estadísticos y la relación de entrada-salida de un sistema de un grado de libertad.
5. Suposición de desacoplamiento modal: La respuesta multimodal se valida a partir de la respuesta generalizada. Esta suposición puede ser validada por el hecho de que las frecuencias modales son lo suficientemente diversas como para crear acoplamiento modal y debido al complicado mecanismo del acoplamiento dinámico de los modos.



#### 4.4.5.4 EFECTOS DE BUFFETING EN PUENTES

Los fenómenos de buffeting pueden causar serios daños a puentes de los cuales algunos están listados como:

- Incomodidad de servicio.
- Daños por fatiga a los componentes estructurales.
- Insuficiencia estructural cuando se acopla con el aleteo a velocidades más altas, resultando en colapso estructural.

Para el enfoque analítico del buffeting, Davenport (1962) propuso el método cuasi-estático introduciendo la función de admitancia aerodinámica para considerar la naturaleza inestable de los efectos del viento. La naturaleza compleja de varias intersecciones de puentes fue tomada en cuenta por Scanlan (1978) y sugirió que los coeficientes aerodinámicos se derivan de las pruebas de túnel de viento que se utilizan para calcular la fuerza auto-excitada. Scanlan (2000) también ha proporcionado una relación entre las funciones de admitancia aerodinámica y los derivados aerodinámicos que constituye la base del procedimiento de análisis convencional para el buffeting.

El enfoque de dominio de frecuencia para el análisis de buffeting se limitan a estructuras lineales ignorando el acoplamiento aerodinámico de modos. Esta es una limitación importante ya que este método no se puede realizar bajo condiciones de resistencia última, sino sólo para verificaciones de servicio. La fuerza de buffeting se puede expresar en la forma de matriz como,

$$\begin{Bmatrix} L_b \\ D_b \\ M_b \end{Bmatrix} = \frac{1}{2} \rho U^2 B \begin{bmatrix} 2C_L & \left( \frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \\ 2C_D & \frac{dC_M}{d\alpha} \\ 2C_M B & \frac{dC_M}{d\alpha} B \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{u(t)}{\bar{U}} \\ \frac{w(t)}{\bar{U}} \end{Bmatrix} = \bar{U}^2 [C_b] \{ \eta \} \quad (4.13)$$

donde,  $C_L$ ,  $C_D$  y  $C_M$  son los coeficientes de elevación, arrastre y momento respectivamente;  $\alpha$  es el ángulo de ataque del viento;  $C_b$  es la matriz del coeficiente estático, y  $\eta$  es el vector del componente turbulento del viento.

#### 4.4.6 FENOMENO DE FLUTTER

Flutter es un fenómeno aeroelástico que implica una retroalimentación positiva de las fuerzas debido a la interacción flujo-estructura. El límite de flutter se define como el límite donde la entrada de energía de la carga de viento inducida por el movimiento es igual a la energía disipada por la amortiguación estructural, con el aumento de la velocidad del viento entrante, la amortiguación de la estructura también aumenta, pero comienza a disminuir con un aumento adicional en la velocidad del viento. La velocidad a la que el amortiguamiento de la estructura tiende a acercarse a cero se conoce como velocidad crítica de flutter y en este caso la amplitud de la estructura se mantiene constante. Para velocidades por encima del límite crítico, la estructura es inestable, presentando amplitudes de vibraciones altas.



#### 4.4.6.1 FLUTTER TORSIONAL

El flutter torsional es una forma de flutter clásico solo que en este el movimiento que gobierna es el de torsión asociado con una deformación torsional, asociado a la derivada aerodinámica  $A_2^*$ .

#### 4.4.6.2 FLUTTER CLÁSICO O ACOPLADO

El flutter clásico, o flutter acoplado, es un tipo de movimiento auto-excitado que compromete varios grados de libertad del sistema. El flutter surge cuando un movimiento de vertical y torsión se acoplan a una frecuencia  $\omega$  entre  $\omega_\theta$  y  $\omega_z$ , donde los grados de libertad se juntan en oscilaciones inestables impulsadas por flujo. En general, hay tres métodos disponibles para determinar el límite de flutter de un puente de cable (Dyrbe y Hansen, 1988):

- Análisis numérico de la estructura con derivadas debidas al flutter obtenidas en pruebas de túnel de viento
- Determinación experimental por medición directa en un túnel de viento
- Formulación matemática

Para la determinación del fenómeno de flutter por formulación matemática, para puentes de grandes claros, los métodos de análisis incluyen, entre otros, el método de Bleich (1950), el descrito en Scanlan y Tomko (1971), el método simplificado de Selberg (1961), la formulación de flutter bimodal de Dyrbye y Hansen (1997) y Simiu y Miyata (2006), el análisis tridimensional de flutter acoplado o flutter multimodal descrito en artículos presentados por Katsuchi et al. (1999), Jakobsen y Hjort-Hansen (2007) y Øiseth y Sigbjörnsson (2011).

##### 4.4.6.2.1 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DEL FLUTTER BIMODAL

La inestabilidad de la vibración está dominada por un par fundamental de modos de vibrar, verticales y de torsión, con contribuciones adicionales de otros modos. El análisis bimodal restringe los modos de vibrar para los grados de libertad verticales y de torsión. Suposición válida debido a la configuración geométrica de los puentes colgantes (Dyrbe y Hansen, 1988). No tomando en cuenta las fuerzas que surgen del movimiento horizontal, las fueras autoexcitadas verticales y de torsión se obtienen con las expresiones,

$$q_z^{se} = \frac{1}{2} \rho V^2 B \left( KH_1^* \frac{\dot{r}_z}{V} + KH_2^* \frac{\dot{r}_\theta}{V} + K^2 H_3^* r_\theta + K^2 H_4^* \frac{r_z}{B} \right) \quad (4.14a)$$

$$q_\theta^{se} = \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 \left( KA_1^* \frac{\dot{r}_z}{V} + KA_2^* \frac{\dot{r}_\theta}{V} + K^2 A_3^* r_\theta + K^2 A_4^* \frac{r_z}{B} \right) \quad (4.14b)$$

donde,  $\rho$  es la densidad del aire ( $\text{kg/m}^3$ ),  $B$  es el ancho de la cubierta (m),  $K = \omega B / V$  es la frecuencia reducida,  $\omega$  es la frecuencia circular y  $V$  es la velocidad media del viento,  $r_z$  y  $r_\theta$  son los movimientos de oscilación y torsión y  $H_i^*$  y  $A_i^*$  son las derivadas aerodinámicas correspondientes a la respuesta vertical y torsional.



Derivando las ecuaciones de flutter, es conveniente aplicar un enfoque en el dominio de la frecuencia modal. Los componentes de desplazamiento estructural están representados por los grados de libertad generalizados como productos de una forma de modo que no varía con el tiempo  $\phi_n(x)$  y una coordenada modal  $\eta_n(t)$  como:

$$r_z = \phi_z(x)\eta_n(t) \quad (4.15a)$$

$$r_\theta = \phi_\theta(x)\eta_\theta(t) \quad (4.15b)$$

donde:  $x$  es la coordenada a lo largo del tramo del puente. Por lo tanto, el movimiento del puente a escala real está representado por dos grados de libertad generalizados. La ecuación modal del movimiento de estos dos grados de libertad en el dominio del tiempo es:

$$\tilde{M}_z \ddot{\eta}_n(t) + \tilde{C}_z \dot{\eta}_n(t) + \tilde{K}_z \eta_n(t) = \tilde{Q}_z^{se} \quad (4.16a)$$

$$\tilde{M}_\theta \ddot{\eta}_\theta(t) + \tilde{C}_\theta \dot{\eta}_\theta(t) + \tilde{K}_\theta \eta_\theta(t) = \tilde{Q}_\theta^{se} \quad (4.16b)$$

donde:  $\tilde{M}_n$  representa la masa modal;  $\tilde{C}_n$  es la amortiguación modal;  $\tilde{K}_n$  es la rigidez modal y  $\tilde{Q}_n^{se}$  es la carga modal expresadas en:

$$\begin{aligned} \tilde{M}_n &= \int_L \phi_n(x) m_n(x) dx \\ \tilde{C}_n &= \tilde{M}_n 2\zeta_n \omega_n \\ \tilde{K}_n &= \tilde{M}_n \omega_n^2 \\ \tilde{Q}_n^{se} &= \int_{L_{exp}} \phi_n(x) q_n^{se} dx \end{aligned} \quad (4.17)$$

respectivamente, donde  $\omega_n$  es la frecuencia natural y  $\zeta_n$  la relación de amortiguación del modo del viento estático  $n$  donde  $n \in \{z, \theta\}$ ;  $L$  es la longitud de la estructura;  $L_{exp}$  es la parte expuesta al flujo de la estructura;  $m_z(x)$  es la masa distribuida y  $m_\theta(x)$  es el momento de inercia de la masa transversal. Además, la solución a la ecuación de movimiento se supone armónica en la forma  $\eta_n(t) = G_n(\omega) e^{(a+bi)t}$ , donde  $G_n(\omega)$  es la amplitud de Fourier del modo  $n$  y  $i = \sqrt{-1}$  representa la unidad imaginaria. Tomando la transformada de Fourier de la ecuación del movimiento dará como resultado la ecuación del movimiento en el dominio de la frecuencia. Al combinar la ecuación de movimiento y las fuerzas aerodinámicas en un lado del signo de igualdad, el sistema de ecuaciones representa un problema complejo de valores propios.



$$\begin{aligned}
 & \left[ \tilde{m}_n \left( -\omega + 2\zeta_z \omega_z i \omega + \omega_z^2 \right) - \frac{1}{2} \rho V^2 B \left( \frac{K}{V} H_1^* i \omega + \frac{K^2}{B} H_4^* \right) C_{zz} \right] G_z(\omega) \\
 & - \left[ \frac{1}{2} \rho V^2 B C_{z\theta} \left( \frac{K}{V} H_2^* i \omega + K^2 H_3^* \right) \right] G_\theta(\omega) = 0 \\
 & \left[ \tilde{m}_\theta \left( -\omega + 2\zeta_\theta \omega_\theta i \omega + \omega_\theta^2 \right) - \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_{\theta\theta} \left( \frac{KB}{V} A_2^* i \omega + K^2 A_3^* \right) \right] G_\theta(\omega) \\
 & - \left[ \frac{1}{2} \rho V^2 B^2 C_{\theta z} \left( \frac{K}{V} A_1^* i \omega + \frac{K^2}{B} A_4^* \right) \right] G_z(\omega) = 0
 \end{aligned} \tag{4.18}$$

donde,  $\tilde{m}_n$  es la masa modal equivalente expresada en la expresión (4.19) y  $C_{ij}$  son coeficientes no dimensionales que representan la similitud de forma de las formas de los modos, dada por la expresión (4.20).

$$\tilde{m}_n = \frac{\tilde{M}_n}{\int_{L_{\text{exp}}} \phi_n^2 dx} \tag{4.19}$$

$$C_{ij} = \frac{\int_{L_{\text{exp}}} \phi_i(x) \phi_j(x) dx}{\int_{L_{\text{exp}}} \phi_i^2(x) dx} \tag{4.20}$$

El límite de estabilidad del sistema aeroelástico se encuentra al obtener el determinante de la matriz de coeficientes en la ecuación (4.18) igual a cero. El problema del valor propio depende tanto de  $\omega$  como de  $V$ . Al subdividir con la frecuencia vertical, los términos que contienen la frecuencia se pueden representar por  $X = \omega / \omega_z$  y la relación de frecuencia  $\gamma = \omega_\theta / \omega$  entre la frecuencia vertical y la frecuencia de torsión.

Además, se introducen los siguientes coeficientes para simplificar las expresiones.

$$x_z = \frac{\tilde{m}_z}{\rho B^2} \quad x_\theta = \frac{\rho B^4}{\tilde{m}_\theta} \tag{4.21}$$

La ecuación característica resultante del determinante de las ecuaciones (4.18) pueden escribirse como una función de  $X$ . La ecuación característica de cuarto orden tendrá términos tanto reales como imaginarios, conectados al desplazamiento estructural y la velocidad, respectivamente. Separar las partes real e imaginaria da las dos ecuaciones características del sistema:

$$\begin{aligned}
 & R X^4 + R_3 X^3 + R_2 X^2 + R_0 = 0 \\
 & I_3 X^3 + I_2 X^2 + I_1 X + I_0 = 0
 \end{aligned} \tag{4.22}$$

Suponiendo que  $L \ll L_{\text{exp}}$ , los coeficientes de forma de los modos dados en  $C_{ij}$  alcanzan la unidad cuando  $i = j$  y los coeficientes de las partes real e imaginaria están dados por las expresiones:



$$\begin{aligned}
 R_4 &= 1 + \frac{1}{2x_\theta} A_3^* + \frac{1}{2x_z} H_4^* + \frac{1}{4x_\theta x_z} (-H_1^* A_2^* + H_4^* A_3^* - \psi_{z\theta} H_3^* A_4^* + \psi_{z\theta} H_2^* A_1^*) \\
 R_3 &= \frac{1}{x_z} \zeta_\theta \gamma H_1^* + \frac{1}{x_\theta} \zeta A_2^* \\
 R_2 &= -\gamma^2 - 4\zeta_\theta \zeta_z \gamma - 1 - \frac{1}{2x_\theta} A_3^* - \frac{1}{2x_z} \gamma^2 H_4^* \\
 R_0 &= \gamma^2 \\
 I_3 &= \frac{1}{2x_\theta} A_2^* + \frac{1}{2x_z} H_1^* + \frac{1}{4x_\theta x_z} (H_4^* A_1^* + H_2^* A_4^* - \psi_{z\theta} H_3^* A_1^* - \psi_{z\theta} H_2^* A_4^*) \\
 I_2 &= -\frac{1}{x_z} \zeta_\theta \gamma H_4^* - \frac{1}{x_\theta} \zeta_z A_3^* - 2\zeta_z - 2\zeta_\theta \gamma \\
 I_1 &= -\frac{1}{2x_\theta} A_2^* - \frac{1}{2x_z} \gamma^2 H_1^* \\
 I_0 &= 2\zeta_\theta \gamma + 2\zeta_z \gamma^2
 \end{aligned} \tag{4.23}$$

donde, el coeficiente de similitud de forma de modo  $\psi_{z\theta}$  se introduce como  $\psi_{z\theta} = C_{zz} C_{\theta\theta}$

El acoplamiento modal depende de la magnitud  $\psi_{z\theta}$  dada en la expresión (4.24). No es probable que los modos se acoplen si el valor de  $\psi_{z\theta}$  es cercano a cero, es decir, un modo vertical asimétrico no se acopla con un modo de torsión simétrico. Si los modos son diferentes en forma, la contribución fuera de la diagonal será cero, lo que implica que no se producirá el flutter acoplado.

$$\psi_{z\theta} = \frac{\int_L \phi_z(x) \phi_\theta(x) dx}{\int_L \phi_z^2(x) dx} \frac{\int_L \phi_z(x) \phi_\theta(x) dx}{\int_L \phi_\theta^2(x) dx} \tag{4.24}$$

La solución de las ecuaciones características de las ecuaciones (4.22) se encuentra para la raíz  $X_{cr} = \omega_{cr} / \omega_z$  donde tanto la ecuación real como la imaginaria es cero. El problema de autovalores complejos representa un problema bidimensional, ya que además de  $X$ , las derivadas de flutter dependen de la velocidad reducida  $\hat{V} = V / \omega B$ . La solución se encuentra trazando las curvas correspondientes a las raíces de las ecuaciones características reales e imaginarias de las ecuaciones (4.22) como una función de la velocidad reducida  $V$ . Este procedimiento se conoce comúnmente como el método Theodorsen (Fung, Y., 1969). Una ecuación real de cuarto orden resulta en 4 raíces y la ecuación imaginaria de tercer orden en 3 raíces. Para resolver la solución correspondiente al límite de flutter, se puede evaluar una conjetura inicial a partir de la resolución de las ecuaciones características con cero amortiguamiento estructural. La ecuación característica real e imaginaria luego se reduce a:

$$\begin{aligned}
 r_4 X^4 + r_2 X^3 + r_0 &= 0 \\
 i_3 X^3 + i_1 X &= 0
 \end{aligned} \tag{4.25}$$

donde, los coeficientes de la ecuación corresponden a los coeficientes en las ecuaciones (4.23), estableciendo  $\zeta_z = \zeta_\theta = 0$ . Elegir las raíces de las ecuaciones (4.22) más cercanas a las conjeturas iniciales de las formulas (4.25), el límite de flutter puede determinarse gráficamente como se ilustra en la figura 4.7.

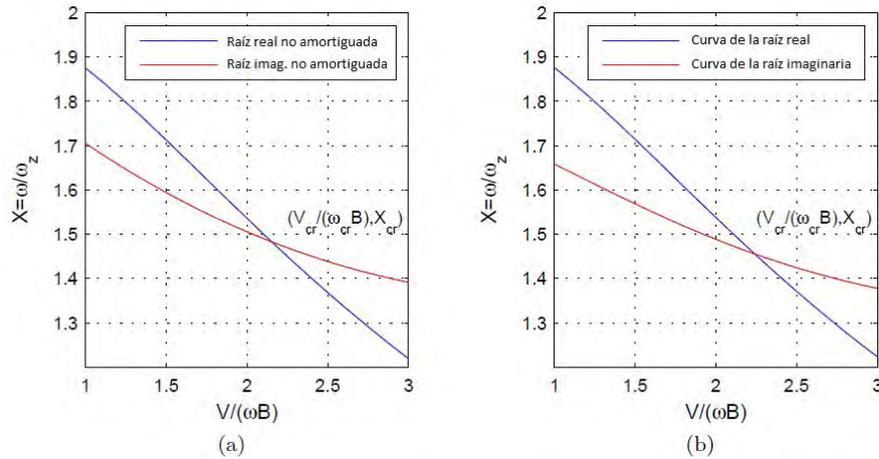


Figura 4.7 Determinación del flutter crítico de la intersección de las curvas de raíz donde la amortiguación estructural de los modos de viento estático están a) excluida b) incluida

El punto de intersección  $((V_{cr} / \omega_{cr} B), X)$  de las curvas corresponde a la raíz donde tanto la parte imaginaria como real de la ecuación es cero, y define la velocidad del flutter crítico reducida y la frecuencia crítica reducida. La frecuencia crítica y la velocidad crítica del viento que definen el flutter se dan luego por:

$$\begin{aligned} \omega_{cr} &= \omega_z X \\ V_{cr} &= \hat{V}_{cr} \omega_{cr} B \end{aligned} \tag{4.26}$$

La solución del problema de flutter con cero amortiguamiento estructural predice el límite real del flutter con una precisión razonable, ya que el amortiguamiento estructural en general es bajo. En el ejemplo que se muestra en la figura 4.7, se ve que las curvas de la raíz no amortiguadas y amortiguadas proporcionan el mismo punto de intersección.

#### 4.4.6.2.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA DE FLUTTER MULTIMODAL

Las investigaciones de varios puentes colgantes indican que el flutter multimodal es la inestabilidad gobernante (Katsuchi, 1999). Se reconoce que el flutter acoplado donde pueden interactuar varios modos de vibración puede ocurrir, estos modos adicionales pueden ser estabilizadores o desestabilizadores, dependiendo de su generación de fuerzas de acoplamiento. Sin embargo, un enfoque multimodal predice con mayor precisión el límite de flutter, ya que un mayor número de modos de vibración representa mejor el movimiento real del puente (Tori H., 2011).

Un problema de aleteo multimodal que incluye  $N$  modos de vibración del viento estático dará como resultado matrices de coeficientes de dimensión  $N \times N$ . Es conveniente escribir los parámetros del sistema en notación de matriz, ya que los términos en las ecuaciones de flutter se han expandido severamente debido al complicado acoplamiento entre los modos. El movimiento del puente representado por grados de libertad generalizados está dado por:

$$r(x,t) = \Phi(x)\eta(t) \tag{4.27}$$



donde,  $r(x,t)$  representa el vector de desplazamiento y rotación a lo largo del tramo dado por la matriz de formas de modo  $\Phi(x)$  y los grados de libertad generalizados del vector  $\eta(t)$ . Cada uno de los modos de vibración estáticos  $\phi_n(x)$  en  $\Phi(x)$  viene dado por tres componentes  $\phi_y(x)$ ,  $\phi_z(x)$  y  $\phi_\theta(x)$ , que describen el componente horizontal, vertical y torsional de la forma del modo, respectivamente. Los componentes del movimiento del puente están dados por:

$$\begin{aligned} r &= [r_y \quad r_z \quad r_\theta]^T \\ \Phi &= [\phi_1 \quad \dots \quad \phi_n \quad \dots \quad \phi_N] \\ \eta &= [\eta_1 \quad \dots \quad \eta_n \quad \dots \quad \eta_N] \\ \phi_n &= [\phi_y \quad \phi_n \quad \phi_N]^T \end{aligned} \quad (4.28)$$

donde,  $n=1\dots N$ . El problema de autovalores de una estructura multimodal se desarrolla análogamente al caso bimodal, al considerar la ecuación modal del movimiento y las fuerzas dependientes del movimiento. Las demás cargas se igualan a cero. Al expandir el determinante en el lado izquierdo, se puede predecir el límite de estabilidad del sistema aeroelástico donde se incluyen los modos  $N$  de vibración estática al considerar el siguiente problema de autovalores cuadráticos.

$$\left( S_k^2 \tilde{M}_0 + S_k (\tilde{C}_0 - \tilde{C}_{ae}(V, \omega)) + (\tilde{K}_0 - \tilde{K}_{ae}(V, \omega)) \right) Z_k = 0 \quad (4.29)$$

donde:  $S_k$  son los valores propios con los autovectores correspondientes  $Z_k$  y el índice  $k=1,2,\dots,2N$ .  $\tilde{M}_0$  representa la matriz de masa modal;  $\tilde{C}_0$  es la matriz de amortiguación modal y  $\tilde{K}_0$  es la matriz de rigidez modal, donde el índice 0 se refiere a los parámetros estructurales del viento estático. La matriz de funciones  $\tilde{C}_{ae}(V, \omega)$  y  $\tilde{K}_{ae}(V, \omega)$  representan las fuerzas autoexcitadas proporcionales a la velocidad estructural y al desplazamiento, respectivamente. Las propiedades estructurales del puente que permanecen en el viento estático deben obtenerse utilizando las condiciones de carga media esperada, para representar adecuadamente la rigidez geométrica. La matriz de masa que contiene las propiedades de masa de sección transversal se expresa en la ecuación (4.30).

$$M_0 = \begin{bmatrix} m_y(x) & 0 & 0 \\ 0 & m_z(x) & 0 \\ 0 & 0 & m_\theta(x) \end{bmatrix} \quad (4.30)$$

donde:  $m_y(x)$  y  $m_z(x)$  representa la masa distribuida y  $m_\theta(x)$  es el momento de inercia de masa de la sección transversal. Además, la masa modal del modo  $n$  se define con la expresión (4.31):

$$\tilde{M}_{0,n} = \int_L \phi_n^T M_0 \phi_n dx \quad (4.31)$$

donde,  $n=1\dots N$ . La masa modal también puede extraerse convenientemente directamente de un modelo de masa concentrada con un análisis de vibración libre.



Cuando se establece la masa modal del modo  $n$ , las matrices del sistema del viento estático de dimensión  $N \times N$  vienen dadas por:

$$\begin{aligned}\tilde{M}_0 &= \text{diag}(\tilde{M}_{0,n}) \\ \tilde{K}_0 &= \text{diag}(\omega_{0,n}^2 \tilde{M}_{0,n}) \\ \tilde{C}_0 &= \text{diag}(2\zeta_{0,n} \omega_{0,n} \tilde{M}_{0,n})\end{aligned}\quad (4.32)$$

donde,  $\omega_{0,n}$  es la frecuencia propia y  $\zeta_{0,n}$  la relación de amortiguación correspondiente asociada con el modo de vibración del viento estático  $n$ . Las matrices son diagonales debido a la ortogonalidad de las formas de modo. El término  $\text{diag}$  en las ecuaciones (4.32) denota matriz diagonal. Las matrices modales en el viento  $\tilde{C}_{ae}(V, \omega)$  y  $\tilde{K}_{ae}(V, \omega)$  no son diagonales, ya que son los términos fuera de diagonal que generan el acoplamiento inducido por el flujo. Las matrices  $N \times N$  en el viento están dadas por:

$$\begin{aligned}\tilde{C}_{ae} &= \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & \tilde{C}_{ae,ij} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix} \\ \tilde{K}_{ae} &= \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & \tilde{K}_{ae,ij} & & \\ & & \ddots & \\ & & & \ddots \end{bmatrix}\end{aligned}\quad (4.33)$$

donde, el elemento en la fila  $i$  y la columna  $j$  se expresan con:

$$\begin{aligned}\tilde{C}_{ae,ij} &= \int_L \phi_i^T C_{ae} \phi_j dx \\ \tilde{K}_{ae,ij} &= \int_L \phi_i^T K_{ae} \phi_j dx\end{aligned}\quad (4.34)$$

donde:  $C_{ae}$  y  $K_{ae}$  son las matrices de coeficientes de carga de  $3 \times 3$  de la sección transversal dependientes del movimiento proporcionadas por:

$$\begin{aligned}C_{ae} &= \frac{\rho B^2}{2} \omega \begin{bmatrix} P_1^* & P_5^* & BP_6^* \\ H_5^* & H_1^* & BH_2^* \\ BA_5^* & BA_1^* & B^2 A_2^* \end{bmatrix} \\ K_{ae} &= \frac{\rho B^2}{2} \omega^2 \begin{bmatrix} P_4^* & P_6^* & BP_5^* \\ H_6^* & H_4^* & BH_3^* \\ BA_6^* & BA_4^* & B^2 A_3^* \end{bmatrix}\end{aligned}\quad (4.35)$$



En el análisis bimodal, el acoplamiento modal está representado por un solo factor, dado por  $\psi_{z\theta}$  en la ecuación (4.24). Este factor corresponde al producto de dos integrales de forma de modo. El acoplamiento modal más complejo en el problema multimodal se ilustra considerando el término expandido de  $\tilde{K}_{ae,ij}$  en la ecuación (4.36). Como se supone que cada forma de modo tiene tres componentes, el formato de vector completamente expandido es una suma escalar de 9 productos por lo tanto:

$$\begin{aligned} \tilde{K}_{ae,ij} = \frac{\rho B^2}{2} \omega^2 \int_L & \left( P_4^* \phi_{y,i}^T \phi_{y,j}^T + H_6^* \phi_{z,i}^T \phi_{y,j}^T + B A_6^* \phi_{\theta,i}^T \phi_{y,j}^T + P_6^* \phi_{y,i}^T \phi_{z,j}^T \right. \\ & + H_4^* \phi_{z,i}^T \phi_{\theta,j}^T + B A_4^* \phi_{\theta,i}^T \phi_{\theta,j}^T + B P_5^* \phi_{y,i}^T \phi_{\theta,j}^T + B H_3^* \phi_{z,i}^T \phi_{\theta,j}^T \\ & \left. + B^2 A_4^* \phi_{\theta,i}^T \phi_{\theta,j}^T \right) dx \end{aligned} \quad (4.36)$$

Una vez que se establecen las matrices del sistema, se puede evaluar la solución del problema del valor propio. El problema de los valores propios debe resolverse mediante un procedimiento iterativo, ya que las funciones  $C_{ae}$  y  $K_{ae}$  dependen de las derivadas de flutter que son funciones tanto de la frecuencia del movimiento como de la velocidad del viento. En el diagrama de proceso de la Figura 4.8 se presenta una descripción esquemática de una posible rutina de cálculo (Tori H., 2011).

Como se observa en la Figura 4.8, el cálculo del flutter multimodal consta de dos ciclos de iteración, en términos que iteran en la velocidad y las frecuencias. El cálculo comienza estableciendo las matrices modales del sistema de viento estático  $\tilde{M}_0$ ,  $\tilde{C}_0$  y  $\tilde{K}_0$  para los modos de vibración de viento estático observados,  $n = 1 \dots N$ . En segundo lugar, se considera el sistema en el viento a la velocidad media del viento  $V$ . Una conjetura inicial para la frecuencia objetivo en el viento del modo  $n$  viene dada por la correspondiente frecuencia del viento estático, por  $\omega_{guess,n} = \omega_{0,n}$ . Con base en esto, se establecen las matrices en el viento y se resuelve el problema complejo de valores propios. Las soluciones de valores propios de los modos  $n$ ,  $a_n$  y  $b_n$ , representan el amortiguamiento en el viento y la frecuencia propia del viento, respectivamente. Dado que las derivadas aerodinámicas inestables son funciones de velocidad reducida, la solución asociada a cada modo necesita un cálculo iterativo hasta que la frecuencia supuesta  $\omega_{guess,n}$  coincida con la del modo objetivo. Por lo tanto, si la solución de frecuencia  $b_n$  del modo  $n$  difiere de la conjetura inicial  $\omega_{guess,n}$ , se repite el análisis de valores propios. La solución  $b_n$  se usa como una aproximación para la frecuencia objetivo en la siguiente iteración de frecuencia estableciendo  $\omega_{guess,n} = b_n$ .

Este procedimiento se repite hasta que la frecuencia en el viento  $b_n(V)$  sea constante. Se encuentre el correspondiente amortiguamiento en el viento  $a_n(V)$  y las soluciones se trazan contra el paso de velocidad considerado  $V$ . Además, la siguiente frecuencia de vibración del viento estático se elige como una conjetura inicial para la segunda frecuencia en el viento, comenzando la siguiente iteración en  $\omega_{0,n+1}$ , hasta que todos los modos en viento se evalúen en el paso de velocidad  $V$ . El procedimiento se repite en el siguiente paso de velocidad  $V = V + dV$ . El flutter se alcanza cuando la parte real de la solución,  $a_n(V)$  de uno de los modos en el viento se vuelve negativa. El límite de estabilidad se determina gráficamente por el punto de intersección de la correspondiente curva de amortiguación en el viento y el eje x. Sin embargo, se debe tener en cuenta que el diagrama de flujo presentado en la



Figura 4.8 representa un sistema inestable (Tori H., 2011), el código presentado no necesariamente converge hacia una solución. La inestabilidad por flutter no ocurre para todos los sistemas de estructuras.

La solución del problema de valores propios multimodales para un sistema de tres modos de vibración en estado de reposo se muestra en la figura 4.9. Los círculos marcan las soluciones en el viento para cada una de las tres ramas de frecuencia en el paso de velocidad  $V$ . Teniendo en cuenta que como los autovalores vienen en pares conjugados complejos, cada rama de frecuencia tendrá dos curvas, una positiva y otra negativa, que se reflejarán entre sí. Esto se indica en el diagrama de la solución imaginaria en la figura 4.9.

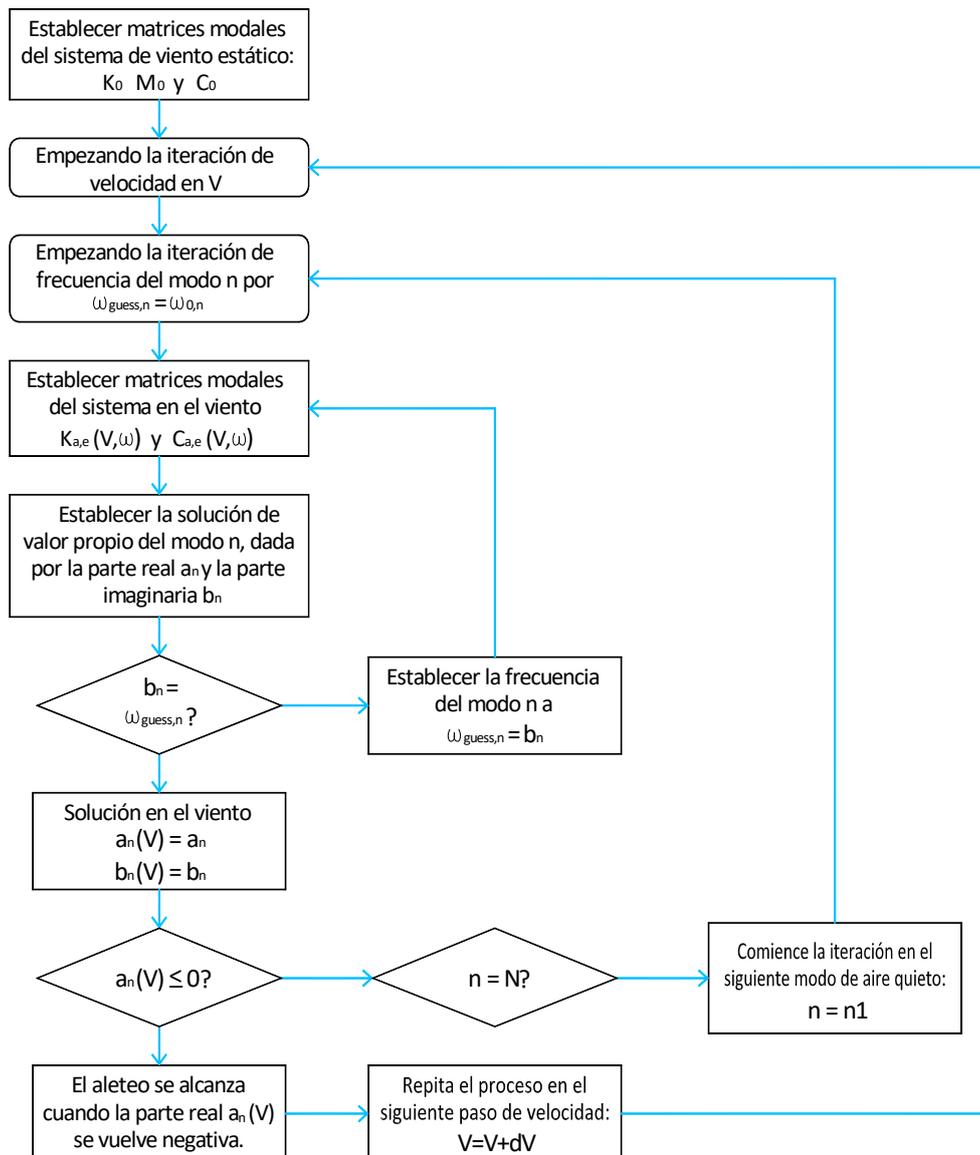


Figura 4.8 Diagrama de flujo que ilustra una posible implementación de la ecuación flutter multimodal. La velocidad media crítica del viento se determina en el punto de intersección de la curva raíz imaginaria y el eje x (Tori H., 2011).

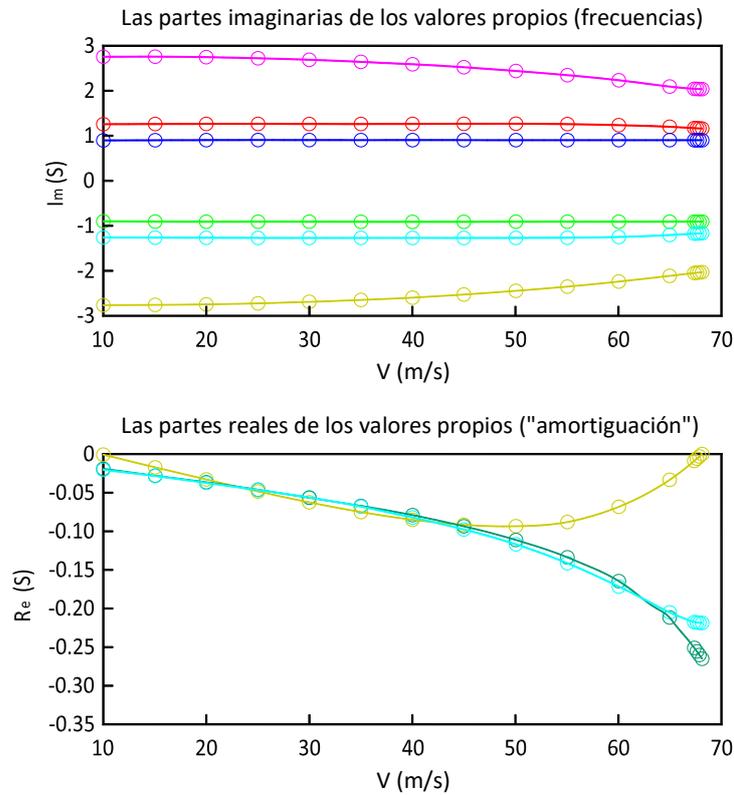


Figura 4.9 Solución gráfica multimodal

Se debe incluir una iteración paso a paso adicional en el diagrama de flujo de la Figura 4.8 para determinar el valor numérico de la velocidad media del viento  $V$  en el punto de intersección. Esto se indica en la figura 4.9, donde los incrementos de velocidad  $dV$  se reducen cuando se aproxima al límite de estabilidad.

#### 4.4.6.2.1 FRECUENCIA EN EL VIENTO Y RELACIÓN DE AMORTIGUACIÓN

Las raíces del problema de autovalores complejos multimodal en la ecuación (4.28) se dan en la forma  $S_k = a_n + ib_n$ , donde la parte real  $a$  y la parte imaginaria  $b$  de la raíz se indican como una medida de amortiguación y frecuencia, respectivamente (Tori H., 2011). La interpretación física directa de la parte real e imaginaria de la raíz se encuentra comparando con la solución de un sistema de un grado de libertad como se da en la expresión (4.37). Si la solución se supone en la forma  $x(t) = ze^{\lambda t}$ , la ecuación característica del sistema es de acuerdo a (Tori H., 2011),

$$\ddot{x}(t) + 2\zeta\omega\dot{x}(t) + \omega^2x(t) = 0 \tag{4.37}$$

$$\lambda^2 + 2\zeta\omega\lambda + \omega^2 = 0$$



donde,  $\lambda$  es el valor propio;  $\zeta$  y  $\omega$  es la relación de amortiguamiento y la frecuencia natural del sistema de un grado de libertad. Esto dará como resultado dos valores propios que pueden ser complejos o reales, en la forma:

$$\begin{aligned}\lambda_1 &= -\zeta\omega + i\omega\sqrt{1-\zeta^2} \\ \lambda_2 &= -\zeta\omega - i\omega\sqrt{1-\zeta^2}\end{aligned}\tag{4.38}$$

Donde:  $i$  es el número imaginario. Comparando la ecuación (4.3.8) con la solución general,  $S_k = a_n + ib_n$  y  $S_k = a_n - ib_n$ , se pueden identificar los coeficientes  $a_n$  y  $b_n$  del modo  $n$ . Si se considera un análisis complejo de autovalores de  $N$  modos de vibración de aire, los coeficientes del par conjugado de la solución del modo  $n$  están dados por:

$$\begin{aligned}a_n &= -\zeta_n\omega_n \\ b_n &= \omega_n\sqrt{1-\zeta_n^2}\end{aligned}\tag{4.38}$$

Donde:  $\zeta_n$  y  $\omega_n$  es la relación de amortiguación en el viento y la frecuencia "no amortiguada" en el viento del modo  $n$  respectivamente. Reorganizando las expresiones (4.38), se ve que  $\zeta_n$  y  $\omega_n$  pueden expresarse como funciones de la parte real y negativa del valor propio del modo  $n$  por,

$$\begin{aligned}\omega_n &= \sqrt{a_n^2 + b_n^2} \\ \zeta_n &= \frac{-a_n}{\sqrt{a_n^2 + b_n^2}}\end{aligned}\tag{4.39}$$

Conociendo el coeficiente  $a_n$  y  $b_n$  del modo  $n$  para cada velocidad reducida, el cambio de la frecuencia propia eólica y la relación de amortiguación se pueden representar como una función del aumento de la velocidad media del viento. El desarrollo de las características en el viento describe la naturaleza del sistema. Al considerar la curva de la amortiguación en el viento de torsión, la inestabilidad se caracteriza como flutter de tipo duro o de tipo suave. El flutter de tipo duro se refiere al flutter en el que la curva de torsión cae rápidamente cerca del límite del flutter, lo que corresponde a un cambio repentino en el inicio del flutter. El flutter de tipo suave se caracteriza por una curva de torsión suave, disminuyendo lentamente hacia cero amortiguamiento e inestabilidad.

#### 4.4.7 FENÓMENO DE GALLOPING

El galloping se refiere a vibraciones estructurales en una dirección perpendicular a la dirección del viento, estas vibraciones se deben principalmente a un amortiguamiento aerodinámico negativo.

Un mecanismo posible se ilustra en la Figura 4.10. La carga total del viento consiste en las contribuciones de la carga del viento  $F_q$ , contribuciones de la turbulencia  $F_t$  y contribuciones del movimiento de la estructura  $F_m$ . Estas contribuciones no pueden ser consideradas como



independientes. En particular, los valores de  $F_m$  suelen ser influenciados por la turbulencia, una influencia que puede ser favorable o desfavorable. En una sección transversal de una estructura se supone estacionaria y si el viento es perpendicular al lado izquierdo, entonces en promedio, las succiones  $F_{s,1}$  y  $F_{s,2}$  son iguales (figura 4.10 a).

En la suposición que la estructura vibra perpendicularmente a la dirección del viento positiva hacia arriba. En relación con la estructura, la velocidad del viento es la suma vectorial de la velocidad del viento  $U$  en el campo libre menos la velocidad estructural  $\dot{\xi}_{def}$ . Para ciertas secciones transversales y bajo algunas circunstancias, esto puede causar  $F_{s,1} > F_{s,2}$ , que es equivalente a un amortiguamiento aerodinámico negativo. La Figura 4.10 b muestra que un movimiento ascendente puede dar lugar a tales cambios en las succiones que la resultante de fuerzas  $F_y$ , perpendicular a la velocidad del viento en el campo libre, tiene la misma dirección que la velocidad  $\dot{\xi}_{def}$ , de la estructura.

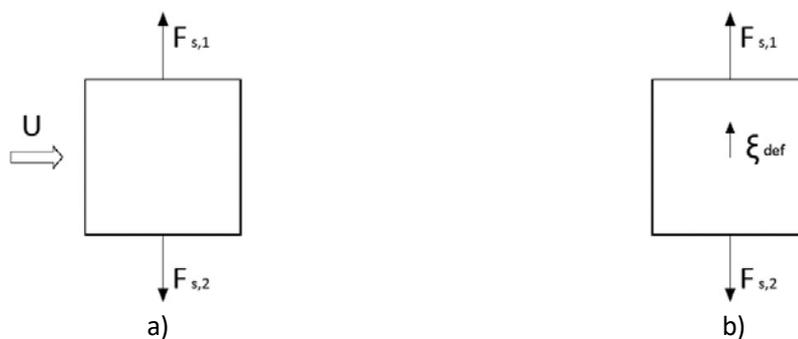


Figura 4.10 Sección transversal prismática, a) estacionaria y b) vibrando (Dyrbye y Hansen).

El diagrama de fuerzas para el galloping que representa las direcciones de fuerza respectivas se muestran en la Figura 4.11. Las flechas indican direcciones positivas para la fuerza del viento sobre la estructura por unidad de longitud. Puede ser descrito por los componentes  $F_x$  y  $F_y$  a lo largo de los lados del prisma o como componentes de arrastre y elevación  $F_D$  y  $F_L$  paralelos a la velocidad relativa del viento y perpendiculares a la misma. El ángulo  $\alpha$  entre  $U$  y  $U_r$  es positivo cuando la velocidad estructural  $\dot{\xi}_{def}$  es negativa.

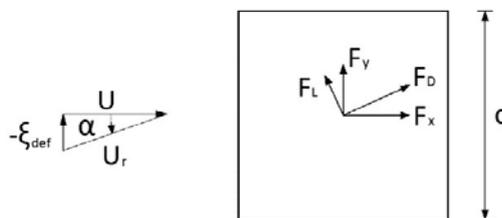


Fig. 4.11 Direcciones de fuerzas en galloping y ángulo de ataque (Dyrbye y Hansen).



La influencia de la turbulencia, las fuerzas de arrastre y elevación se expresan como:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho U_r^2 d C_D \quad (4.40)$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho U_r^2 d C_L \quad (4.41)$$

donde:  $d$  es el ancho de la estructura,  $C_D$  y  $C_L$  son los coeficientes de arrastre y elevación, respectivamente.  $C_D$  y  $C_L$  dependen de la geometría de la estructura, en la dirección del viento y generalmente también en la turbulencia del viento.  $C_D$  y  $C_L$  puede determinarse mediante pruebas de túnel de viento.

La velocidad de la estructura implica que la dirección del viento, en relación con la estructura, varía. La dirección del viento se caracteriza por un ángulo mostrado en la Figura 4.11.

Valores positivos de  $\dot{\xi}_{def}$  corresponden a valores negativos de  $\alpha$ , y  $\alpha$  está determinado por la expresión (4.42):

$$\tan \alpha = -\dot{\xi}_{def} / U \quad (4.42)$$

de la figura 4.11 se deduce que la fuerza  $F_y$  se expresa con la expresión (4.43):

$$F_y = F_D \sin \alpha + F_L \cos \alpha \quad (4.43)$$

Esta fuerza se expresa en términos de la velocidad del viento  $U$  como:

$$F_y = \frac{1}{2} \rho U^2 d C_y \quad (4.44)$$

donde:  $C_y$  es un factor de forma y se deduce de la figura 4.11 y de las ecuaciones (4.40 – 4.44) donde:

$$C_y = (C_L + C_D) \frac{1}{\cos \alpha} \quad (4.45)$$

Con referencia al caso que se muestra en la figura 4.10 y 4.11,  $C_L$  y por consiguiente  $C_y$  sí  $\alpha = 0$ . Entonces la expansión de Taylor demuestra que:

$$F_y = \frac{1}{2} \rho U \dot{\xi}_{def} \left. \frac{dC_y}{d\alpha} \right|_{\alpha=0} \alpha \quad (4.46)$$



de las ecuaciones (4.42) y (4.45)

$$F_y = \frac{1}{2} \rho U \xi_{def} \left( \frac{dC_y}{d\alpha} + C_D \right) \Big|_{\alpha=0} \quad (4.47)$$

Como aproximación, se supone que los movimientos estructurales varían a lo largo de la estructura como una forma de modo de vibrar, es decir:

$$\xi_{def} = \xi(z) a(t) \quad (4.48)$$

donde,  $\xi(z)$  es la función de forma de modo y  $a(t)$  es una función de amplitud de tiempo  $t$ . La ecuación diferencial para la determinación  $a(t)$  toma forma:

$$a(t) \frac{d^2}{dz^2} \left( EI(z) \frac{d^2 \xi(z)}{dz^2} \right) + c \dot{a}(t) \xi(z) + \mu(z) \xi(z) \ddot{a}(t) = F_y \quad (4.49)$$

Esta ecuación se multiplica por  $\xi(z)$  e integrado por la altura  $h$  de la estructura. Luego dividido por  $\int_0^h (\xi(z))^2 dz$ , llegamos a la expresión:

$$m_e \left( \ddot{a}(t) + 2\zeta_s \omega_e \dot{a}(t) + \omega_e^2 a(t) \right) = \frac{1}{2} \rho U \left( \frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \Big|_{\alpha=0} \dot{a}(t) \quad (4.50)$$

donde,  $m_e$  es la masa equivalente por unidad de longitud,

$$m_e = \int_0^h \mu(z) (\xi(z))^2 dz / \int_0^h (\xi(z))^2 dz \quad (4.51)$$

donde:  $\omega_e$  es la frecuencia natural angular y  $\zeta_s$  es la relación de amortiguamiento del amortiguación estructural. Como el término de la carga en el lado derecho de la ecuación (4.50) es proporcional a  $\dot{a}(t)$ , se puede combinar con el término de amortiguación en el lado izquierdo de la fórmula (4.50) para obtener un amortiguamiento general  $F_d$ , con:

$$F_d = \left( 2m_e \zeta_s \omega_e + \frac{1}{2} \rho U \left( \frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \Big|_{\alpha=0} \right) \dot{a}(t) \quad (4.52)$$

El segundo término es el amortiguamiento aerodinámico. Una condición necesaria para la aparición del galloping es que el amortiguamiento aerodinámico sea negativo. Esto lleva al llamado criterio de Den Hartog, donde:



$$\left( \frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \Big|_{\alpha=0} < 0 \quad (4.53)$$

Para que se produzca el galopeo, el amortiguamiento general también debe ser negativo. Si se deduce de la ecuación (4.52) que este es el caso sólo si la velocidad del viento  $U$  es mayor que una velocidad crítica con:

$$U_c = - \frac{4m_e \zeta_s \omega_e}{\rho d} \frac{1}{\left( \frac{dC_L}{d\alpha} + C_D \right) \Big|_{\alpha=0}} \quad (4.54)$$

El valor de  $dC_L / d\alpha + C_D$  depende no sólo de la forma de la sección transversal sino también de la dirección media del viento. En noviembre de 1972, un pilón para el puente atirantado, Lodemann Brucke, fue arruinado debido al galloping. Pruebas posteriores del túnel de viento con un modelo de la sección hexagonal del pilón demostraron que  $C_D$  y  $C_L$  variaban con la dirección del viento de una manera que explicaba el galloping (Mahrenholz y Bardowicks, 1979).

Siguiendo la expresión (4.54) que la velocidad del viento necesaria para provocar el galopeo aumenta con el amortiguamiento y la masa de la estructura. Así, el galopeo es más probable en las estructuras de acero que en las estructuras de concreto reforzado.



# CAPÍTULO 5

## COEFICIENTES AERODINÁMICOS Y DERIVADAS AERODINÁMICAS

### 5.1 INTRODUCCIÓN

Durante la etapa de construcción y durante la vida útil de un puente se debe conocer el comportamiento que presenta ante los embates del viento constante o turbulento. Para esto se emplean presiones estáticas o dinámicas sobre las secciones del puente que proporcionan un panorama del comportamiento de este tipo de estructuras.

Estas presiones se encuentran afectadas por un factor o coeficiente que para el caso estático se le conocen como coeficientes de presión aerodinámicos y en el caso dinámico como derivadas aerodinámicas.

Un desafío con cálculos dinámicos de estructuras sometidas a carga de viento es que no existe una fórmula perfecta para describir las fuerzas inducidas por el movimiento. Las secciones transversales diferentes se comportarán de manera diferente a la misma carga de viento debido a diferentes contornos. Esto se debe a que el flujo de aire alrededor de la sección transversal está influenciado por el contorno y el movimiento de la estructura. Las derivadas aerodinámicas se utilizan para describir el comportamiento dinámico de diferentes secciones transversales sometidas a viento.

En los últimos años se han realizado pruebas en túnel de viento para conocer el valor de estos coeficientes y derivadas, para tener un mejor panorama del comportamiento de estas estructuras. La relación de ancho/espesor así como la masa y rigidez son primordiales para la obtención de éstos, algunas normativas presentan nomogramas o gráficas para la obtención de los valores de éstos coeficientes, tomando en cuenta estas características y el tipo de sección que se emplea para la cubierta de puentes, éstos asociados a la condición más crítica para el viento normal a las direcciones ortogonales de la estructura (tomando en cuenta variaciones en la dirección del viento de  $\pm 45^\circ$ ).

### 5.2 COEFICIENTES AERODINÁMICOS

Cuando una estructura está expuesta al flujo del viento  $\bar{U}$ , se consideran generalmente tres componentes de fuerza: de arrastre  $F_D$ , lateral  $F_S$  y levante  $F_L$ ; y tres componentes de momento:



de de arrastre  $M_R$ , lateral  $M_P$  y elevación  $M_Y$ ; (Figura 5.1) y estos componentes denominados coeficientes adimensionales de fuerza y momento, definidos de la siguiente manera:

$$C_F = F / (QBW), F = D, S \text{ y } L \text{ y } Q = \rho U^2 / 2 \quad (5.1)$$

$$C_M = M / (QB^2W), M = M_R, M_P \text{ y } M_Y \text{ y } Q = \rho U^2 / 2$$

En ingeniería eólica, no es necesario considerar estos seis componentes, e incluso si es necesario, el estudio de una sección plana pueden ser considerada como modelos matemáticos convenientes para simplificar la idea y hacer posible un análisis práctico.

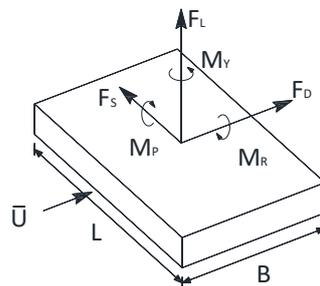


Figura 5.1 Componentes de fuerzas aerodinámicas

La suposición de la teoría de superficie delgada aerodinámica, introducida originalmente para el perfil aerodinámico y usado a menudo para los puentes, es un ejemplo típico de ello. Puesto que los puentes se extienden solamente en una dirección y la principal preocupación es su comportamiento cuando el viento se presenta perpendicular a su eje longitudinal, en vez de contemplar la estructura completa, a menudo se considera su corte 2D (o franja), y un espesor unitario para las dos direcciones del viento. Esta idea es similar a la utilizada en el análisis de la deformación plana en la teoría de la elasticidad.

Para este caso, sólo se presentan tres componentes a considerar; fuerza de levante  $F_L$ , fuerza de arrastre  $F_D$  y momento lateral o cabeceo  $M_P$ , ya que cada estación de alcance se considera como si fuera una porción de un puente de tramo infinito con propiedades uniformes a todo lo largo. Estas fuerzas nos ayudan a conocer el desplazamiento generado en la sección del puente por la acción del viento sobre ésta y los desplazamientos considerados son: desplazamientos de traslación  $h_x$ , desplazamientos de levante  $h_z$  y desplazamientos de cabeceo  $\alpha_y$ .

### 5.3 DERIVADAS AERODINÁMICAS

La teoría de las derivadas aerodinámicas se desarrolla mediante el estudio del comportamiento de un perfil aerodinámico sometido al viento (Scanland, 1971). Las propiedades estructurales; la rigidez ( $K - K_{ae}$ ) y el amortiguamiento ( $C - C_{ae}$ ); asociadas con la velocidad estructural y el desplazamiento respectivamente, cambian en función de la velocidad del viento. El cambio en las propiedades de la masa ( $M - M_{ae}$ ) es insignificante por lo cual ésta no es tomada en cuenta. Estos cambios en las matrices de rigidez y amortiguamiento generan un cambio en las frecuencias naturales y en los modos de vibrar. Las matrices de rigidez y amortiguamiento pueden expresarse como:



$$C_{ae} = \begin{bmatrix} P_1 & P_5 & P_2 \\ H_5 & H_1 & H_2 \\ A_5 & A_1 & A_2 \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad K_{ae} = \begin{bmatrix} P_4 & P_6 & P_3 \\ H_6 & H_4 & H_3 \\ A_6 & A_4 & A_3 \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

En general, existen tres métodos para determinar las derivadas aerodinámicas a partir de pruebas en túneles de viento (Strommen, 2010):

1. Se extraen las fuerzas inducidas por el movimiento de los cambios en la frecuencia de resonancia y propiedades de amortiguamiento en registros transitorios (decaimiento) a diferentes velocidades del viento en condiciones de movimiento vertical puro, torsión pura y una combinación vertical y torsión.
2. Realizar ensayos de vibración ambiental, en donde a diversas velocidades del viento, se utiliza la teoría de la identificación del sistema para extraer las propiedades de interacción flujo-estructura buscadas.
3. Utilizar un modelo de sección que experimenta oscilaciones forzadas a diversas frecuencias, amplitudes y velocidades del viento. A partir de esta situación de estado estacionario, las fuerzas de sección transversal se miden mediante registros de presión en la superficie de la cubierta del modelo. Restar las fuerzas en movimiento cero representará el efecto neto inducido por el movimiento.

De este modo, la frecuencia con la que se determinan las derivadas aerodinámicas estará asociada con mayor frecuencia a las propiedades de masa y rigidez del modelo de sección relevante, así como a las fuerzas inducidas por el movimiento a varias velocidades de viento medias. Es decir, las derivadas aerodinámicas se asociarán con las frecuencias propias del conjunto elegido de formas de modo de modelo de sección y, por lo tanto, serán funciones de la velocidad reducida  $\hat{V} = V / (B\omega_i)$ . Para los cálculos a escala completa deben cumplirse los requisitos de similitud entre la escala del modelo y las condiciones de escala completa, por lo que las derivadas aerodinámicas deberán extraerse como funciones de  $\hat{V} = V / (B\omega_i)$  (Strommen, 2010).

Además, se considera conveniente normalizar  $C_{ae}$  y  $K_{ae}$  con  $\rho B^2 \omega_i / 2$  y  $\rho B^2 \omega_i^2 / 2$ , donde  $\omega_i$  es la frecuencia de resonancia dependiente de la velocidad media del viento, asociada con la forma de modo (número i) a partir de la cual han sido extraídas.

$$C_{ae} = \frac{\rho B^2}{2} \omega(V) \hat{C}_{ae} \quad \text{y} \quad K_{ae} = \frac{\rho B^2}{2} [\omega(V)]^2 \hat{K}_{ae} \quad (5.3)$$

donde

$$\hat{C}_{ae} = \begin{bmatrix} P_1^* & P_5^* & BP_2^* \\ H_5^* & H_1^* & BH_2^* \\ BA_5^* & BA_1^* & B^2 A_2^* \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad \hat{K}_{ae} = \begin{bmatrix} P_4^* & P_6^* & BP_3^* \\ H_6^* & H_4^* & BH_3^* \\ BA_6^* & BA_4^* & B^2 A_3^* \end{bmatrix} \quad (5.4)$$



Cabe señalar que solo ocho de los dieciocho derivados aerodinámicos se encuentran a través de pruebas de túnel de viento, esto debido a la dificultad de simular el movimiento horizontal a todo lo largo de la sección de prueba en el túnel de viento. Los derivados  $P^*$  están relacionados con la ecuación de equilibrio en dirección horizontal,  $H_{5,6}^*$  y  $A_{5,6}^*$  dan la contribución del movimiento horizontal a la respuesta vertical y torsional, respectivamente.

Las derivadas aerodinámicas serán funciones de la velocidad reducida  $V / [\omega_i(V)B]$ . Debe tenerse en cuenta que en la determinación de la velocidad reducida, la frecuencia de resonancia  $\omega_i(V)$  es una función de la velocidad media del viento,  $V$ . Es decir, cuando  $V = 0$ ,  $\omega_i(V = 0)$  es la propia frecuencia en condiciones de aire estacionario. En  $V \neq 0$  las derivadas aerodinámicas contenidas en  $K_{ae}$  tendrán el efecto de cambiar la rigidez total de la estructura y el sistema de flujo. Esto implica que la frecuencia de resonancia en  $V \neq 0$  es diferente del valor inicial que se determinó en  $V = 0$ . En general, la consecuencia de este efecto es que cualquier cálculo de respuesta que involucre las derivadas aerodinámicas contenidas en  $K_{ae}$  exigirá iteraciones. Sin embargo, en circunstancias normales los efectos de  $K_{ae}$  sólo serán de importancia en la región de velocidad en o inmediatamente por debajo de un límite de inestabilidad (Strommen, 2010).

#### 5.4 OBTENCIÓN DE LOS COEFICIENTES AERODINÁMICOS Y DERIVADAS AERODINÁMICAS

Los coeficientes de presión que se presentan en nomogramas o graficas son obtenidos mediante pruebas de túnel de viento, en el cual, un modelo a escala que represente las características de la sección de estudio se sumerja sobre un flujo de viento suave o turbulento y ver el comportamiento del flujo en la superficie del modelo. Los coeficientes de arrastre ( $F_D$ ) y levante ( $F_L$ ) se normalizan por el producto de la presión dinámica y el ancho total del modelo, mientras que el coeficiente de momento ( $M_p$ ) se normaliza por el producto de la presión dinámica y el ancho total del modelo al cuadrado.

Al igual que los coeficientes de presión, las derivadas aerodinámicas se obtienen a partir de pruebas en túneles de vientos. La teoría desarrollada para calcular las derivadas aerodinámicas se basa en una sección específica, una superficie aerodinámica delgada, y esta teoría no se aplica directamente a otras secciones transversales con diferentes formas. Para obtener buenos resultados, se necesita una mejor aproximación, esto es posible a través de pruebas en túnel de viento de los modelos relevantes de sección transversal.

Se han realizado pruebas en túneles de viento para secciones de puentes rectangulares con relación ancho/espesor variables, así como secciones aerodinámicas representativas para puentes de grandes claros, y observar cuál es su comportamiento ante los efectos del viento. A continuación se presentan valores para los coeficientes de presión y derivadas aerodinámicas obtenidas en pruebas de túnel de viento para diferentes secciones.

##### 5.4.1 COEFICIENTES AERODINÁMICOS Y DERIVADAS DE FLUTTER DE SECCIONES VARIAS

En Patruno (2015), el autor presenta la comparación de los datos obtenidos de seis secciones de puentes, mediante simulaciones bidimensionales basadas en RANS (Reynolds-averaged Navier–Stokes) para la estimación de las derivadas de flutter y la velocidad crítica del viento de flutter y las obtenidas



experimental y numéricamente (Starossek, Aslan y Thiesemann, 2009). Las secciones de puentes empleadas en los modelos para las simulaciones son:

- a) Rectangular - con relación de aspecto 1:8 (R8).
- b) Severn: con una sección aerodinámica caracterizada por bordes afilados.
- c) Gibraltar - con una sección de cubiertas gemelas aerodinámicas.
- d) Chongqing - Tiene una sección de puente en forma de C.
- e) Tacoma - de sección en forma de H propensa a la inestabilidad torsional.
- f) Adige: tiene una sección simplificada, pero se han incluido barreras en el análisis y se ha investigado el efecto del ángulo de incidencia promedio sobre las derivadas de flutter.

Los valores de los coeficientes aerodinámicos y derivadas aerodinámicas se obtuvieron con fluidos computacional para números de Reynolds (Re) que van desde 1.0E5 - 1.0E8, que son típicos en túneles de viento y en condiciones operacionales respectivamente, flujos que son inestables, y turbulentos. Con diferentes ángulos de ataque ya que su variación está estrechamente relacionada con los derivados del aleteo (de Miranda, Patruno, Ubertini, Vairo, 2013).

- a) Sección rectangular con relación de aspecto 1:8 (R8)

En las figuras 5.2 a 5.3 se presentan los valores de los coeficientes y derivadas aerodinámicas para la sección rectangular R8; los coeficientes de arrastre y elevación presentan una concordancia con los datos obtenidos experimentalmente mientras que lo referente al momento de cabeceo presenta signos contrarios. Las derivadas aerodinámicas presentan discordancia con respecto a los términos  $A_i$  que están directamente influenciados por la derivada del coeficiente del momento de cabeceo, los derivados del flutter concuerdan entre las simulación probadas y conducen a estimaciones seguras de la velocidad crítica del flutter (de Miranda, Patruno, Ubertini, Vairo, 2013).

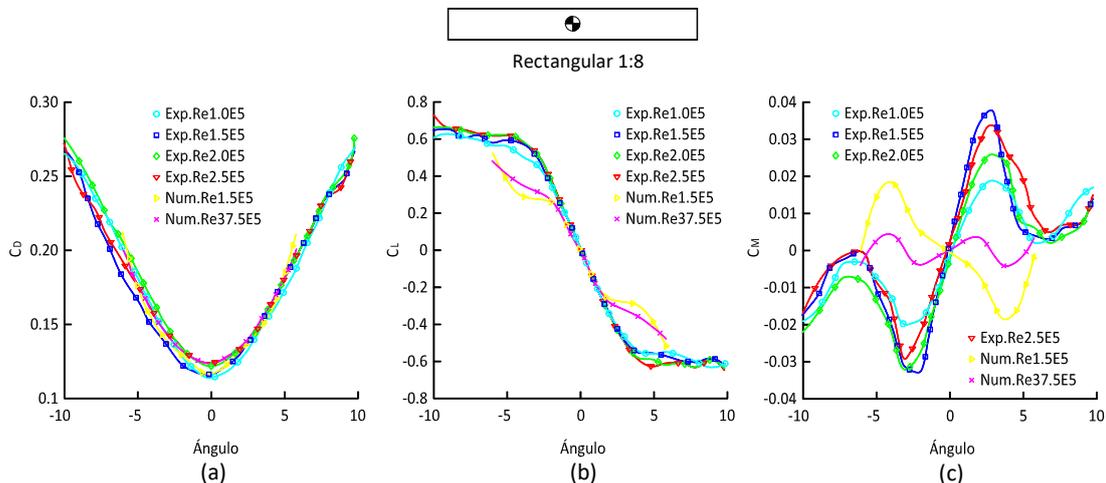


Figura 5.2 Coeficientes aerodinámicos para una sección R8: (a) arrastre, (b) levante y (c) coeficientes de momento de cabeceo.

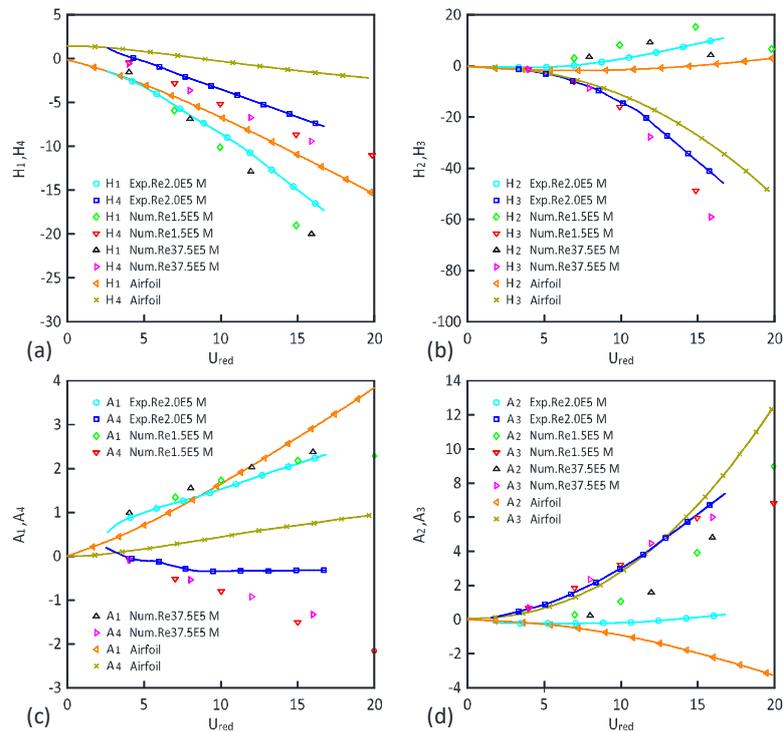


Figura 5.3 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricas para R8.

b) Sección transversal del puente Severn.

En la sección del puente Severn para simulaciones con flujos de números de Reynolds  $Re = 1.5E5$  y  $Re = 37.5E5$ , la sección no desarrolla vórtices para los ángulos de ataque considerados. Los datos numéricos y experimentales de los coeficientes aerodinámicos son similares, como se muestran en la figura 5.4

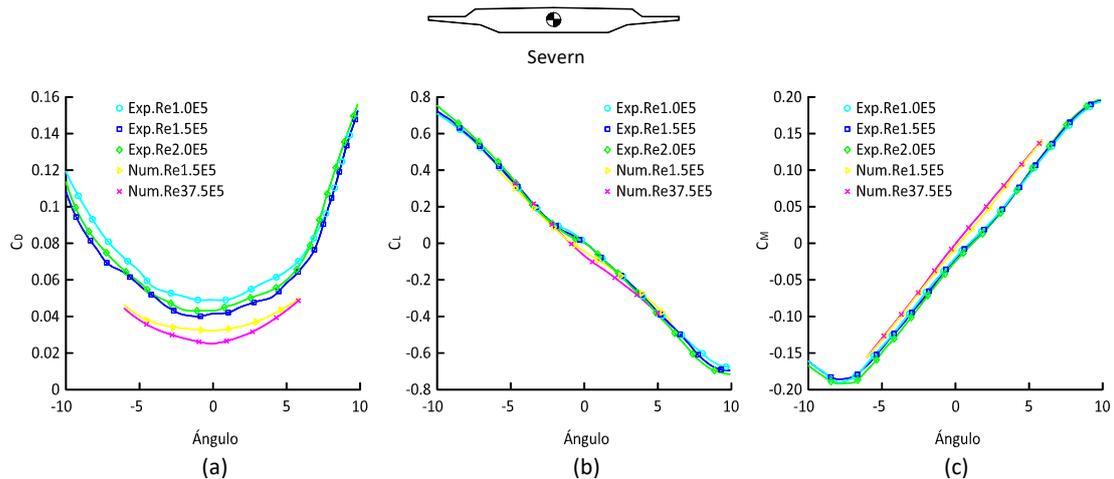


Figura 5.4 Variación de los coeficientes aerodinámicos con el ángulo de ataque para el puente Severn: (a) arrastre, (b) levante y (c) coeficientes de momento de cabeceo.



Las derivadas de flutter extraídas numéricamente para esta sección concuerdan con los resultados experimentales, sin embargo se observan algunos sesgos que tienen la misma dirección para los dos números de Re considerados en las simulaciones (Figura 5.5). A pesar de estas diferencias, la velocidad crítica de flutter calculada con derivadas de flutter experimentales y obtenidas numéricamente concuerda muy bien con diferencias menores al 10%.

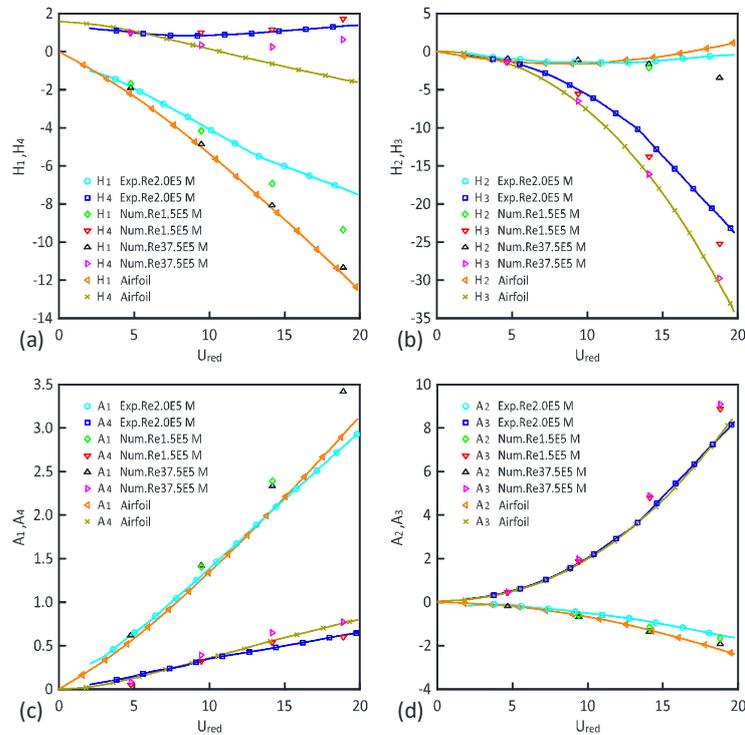


Figura 5.5 Derivadas aerodinámicas experimental y numérico para el puente Severn.

c) Sección transversal del puente Gibraltar.

En la figura 5.6 se observa que los coeficientes de arrastre y levante presentan valores similares a los datos obtenidos experimentalmente, mientras que los referentes al momento de cabeceo no concuerdan con los experimentales.

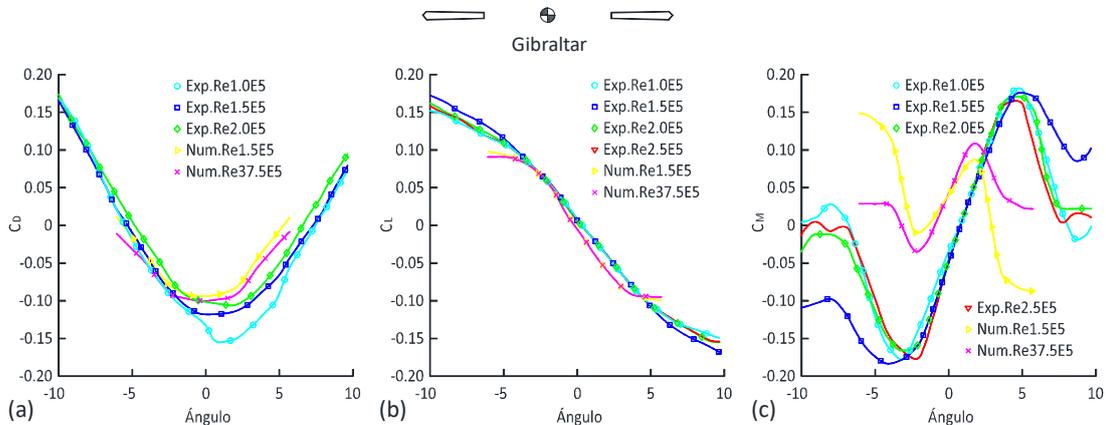




Figura 5.6 Coeficientes aerodinámicos para el puente de Gibraltar: (a) arrastre, (b) levante, y (c) coeficientes de momento de cabeceo.

En general los valores obtenidos numéricamente para las derivadas son buenos exceptuado los referentes a  $A_2^*$  y  $A_3^*$ , esto debido a las diferencias que se presentan en los coeficientes de momento de cabeceo (Figura 5.7).

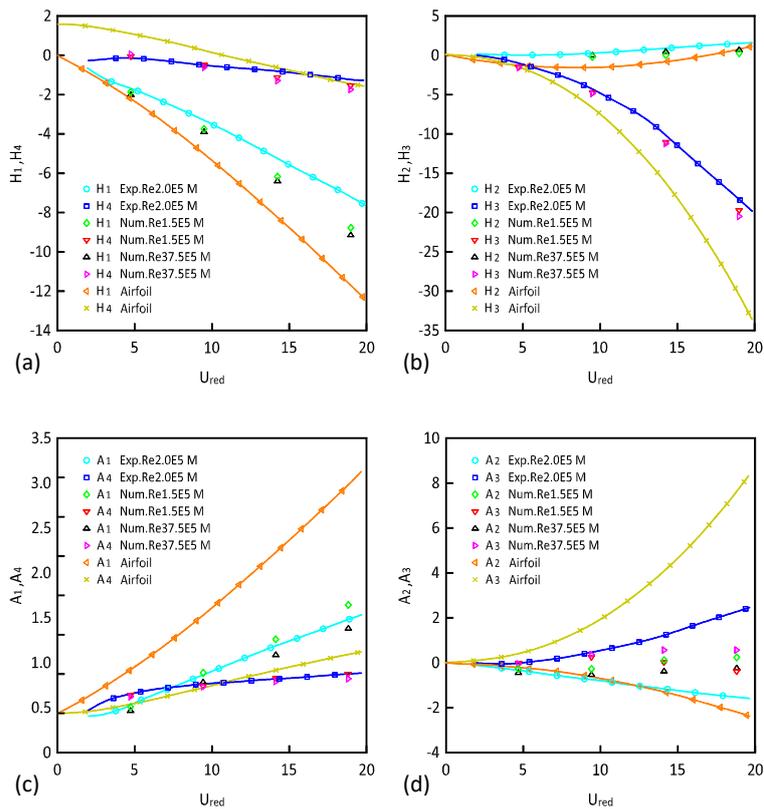


Figura 5.7 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricas para el puente de Gibraltar.

d) Sección transversal del puente Chongqing.

Los coeficientes aerodinámicos en la sección del puente Chongqing obtenidos para  $Re = 37.5E5$  tienen un comportamiento similar a los resultados experimentales, mientras que los referentes a  $Re = 1.5E5$  no presentan valores semejantes a los experimentales (Figura 5.8).

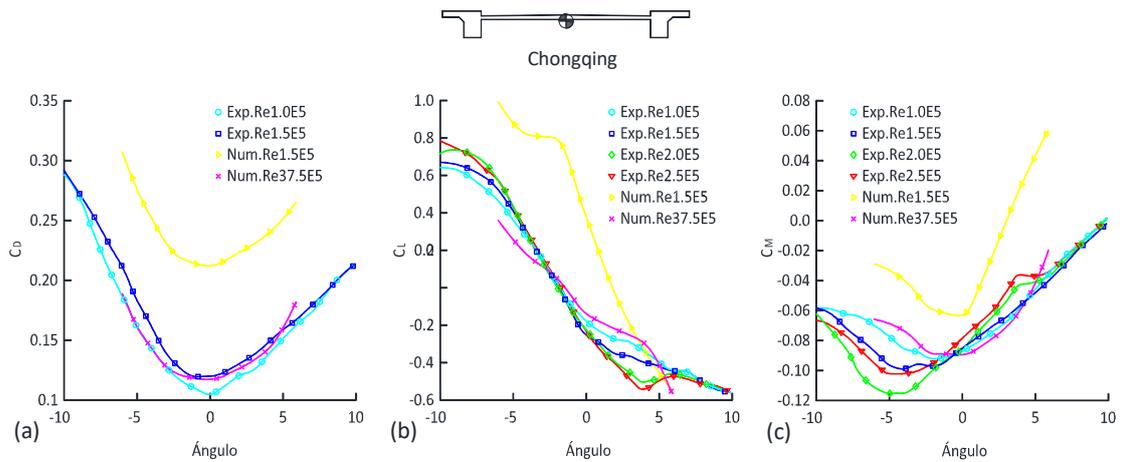


Figura 5.8 Coeficientes aerodinámicos para el puente Chongqing: (a) arrastre, (b) levante y (c) coeficientes de momento de cabeceo.

Las derivadas experimentales se obtuvieron a partir de pruebas de vibración forzada registrando desplazamientos con amplitudes cortas y medianas, para lo cual en esta sección se presentan las derivadas para estas dos amplitudes. Las velocidades de flutter críticas coinciden con los datos experimentales (Figura 5.9 y 5.10).

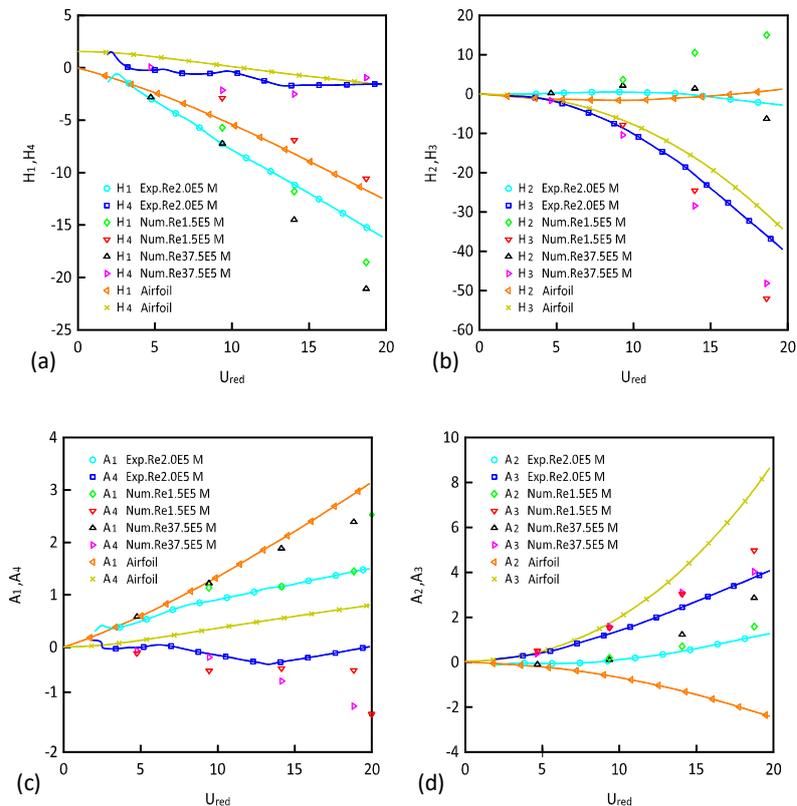


Figura 5.9 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricas para el puente de Chongqing con desplazamientos medios (M).

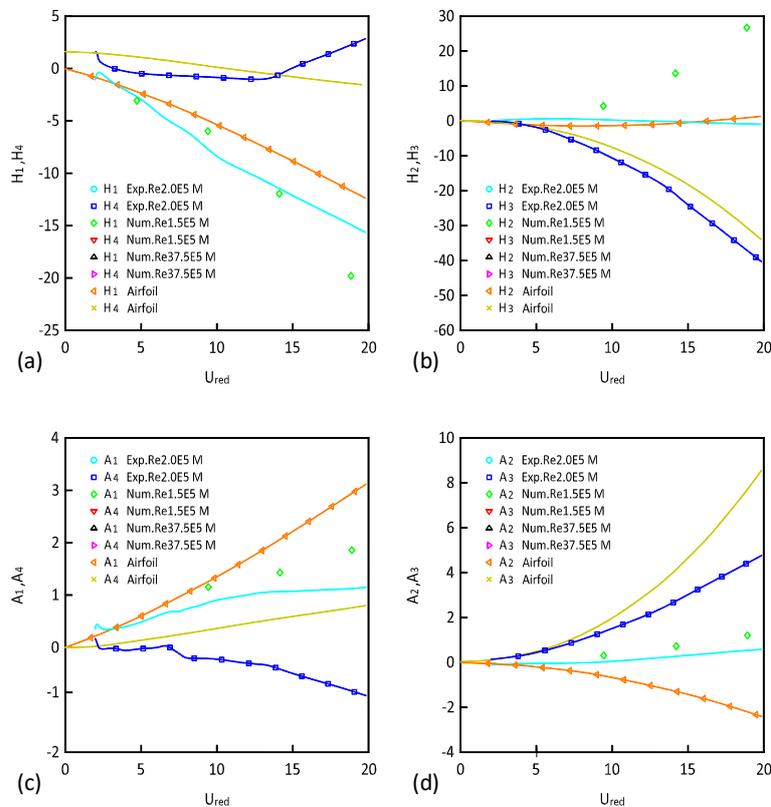


Figura 5.10 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricas para el puente de Chongqing con pequeños desplazamientos (S).

e) Sección transversal del puente Tacoma.

Los coeficientes aerodinámicos mostrados en la figura 5.11 para la sección del puente Tacoma presentan un comportamiento razonable con los resultados experimentales para ángulos de ataque pequeños, mientras que para ángulos estos valores se sobreestimaron. Las derivadas obtenidas numéricamente y las experimentales, presentan variaciones notables con la amplitud del movimiento, en la figura 5.12 y 5.13 se muestran esta variación para las amplitudes cortas y medianas de vibración forzada. Se observa concordancia entre los datos numéricos y experimentales en términos de velocidad crítica de flutter.

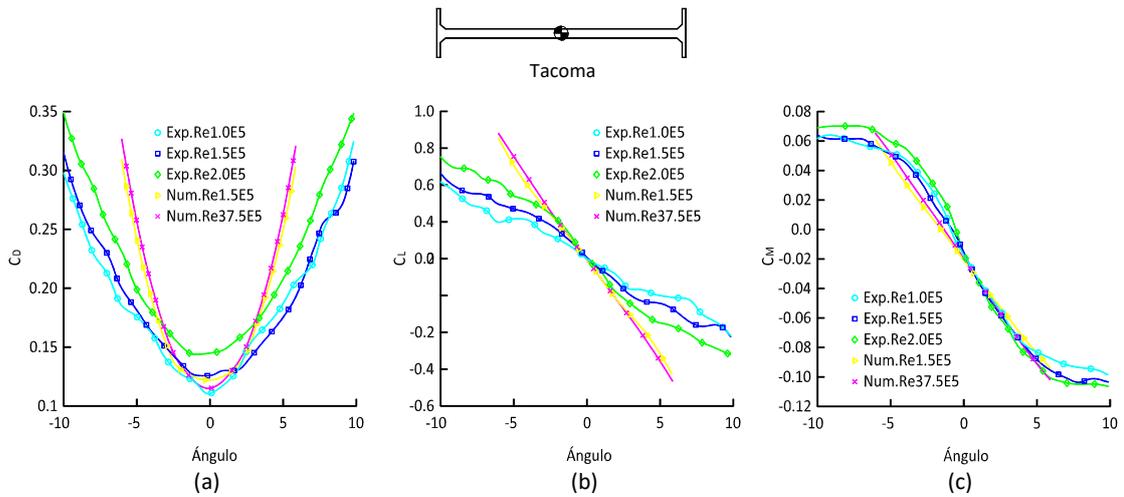


Figura 5.11 Variación de los coeficientes aerodinámicos con el ángulo de ataque para Tacoma: (a) arrastre, (b) levante y (c) coeficientes de momento de cabeceo.

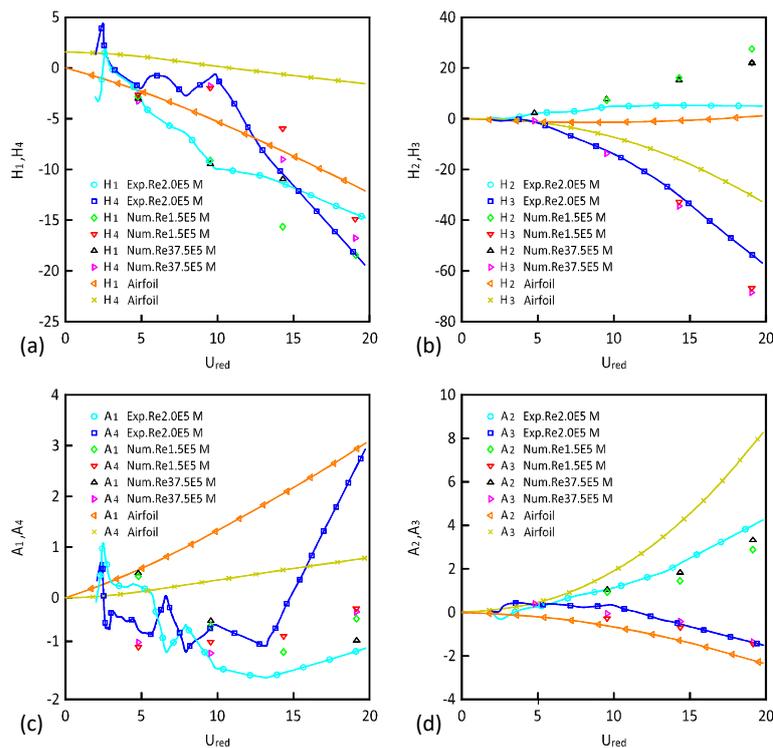


Figura 5.12 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricas para el puente de Tacoma con desplazamientos medios (M).

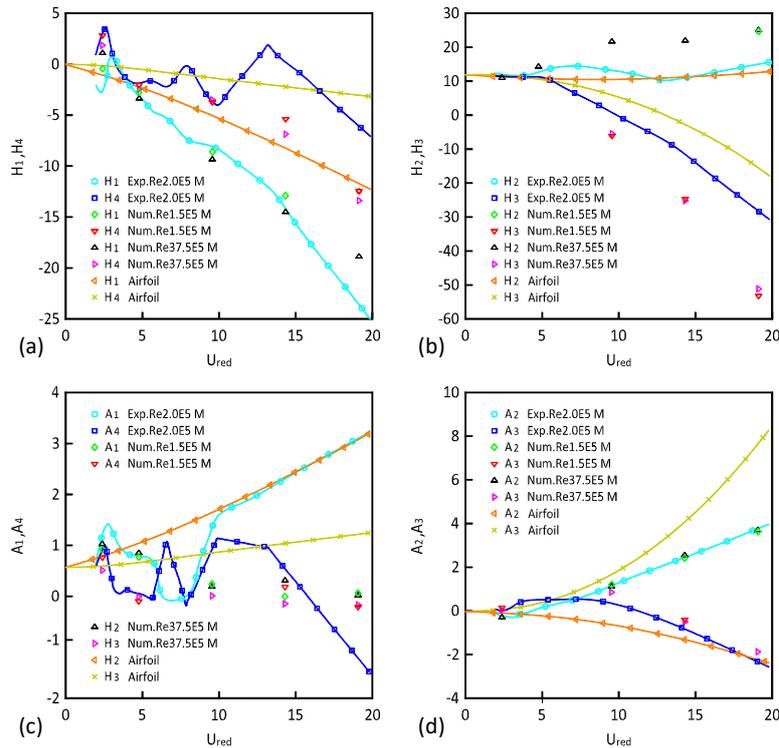


Figura 5.13 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricas para el puente de Tacoma con pequeños desplazamientos (S).

f) Sección transversal del puente Adige.

En la sección del puente Adige se realizaron simulaciones para probar el comportamiento del modelo con barreras o parapetos ante flujos con tres ángulos de ataque; además se realizó, para fines de comparación, un análisis en condiciones estáticas sin tales elementos, las simulaciones correspondientes se indican como NB en las figuras 5.14 a 5.16.

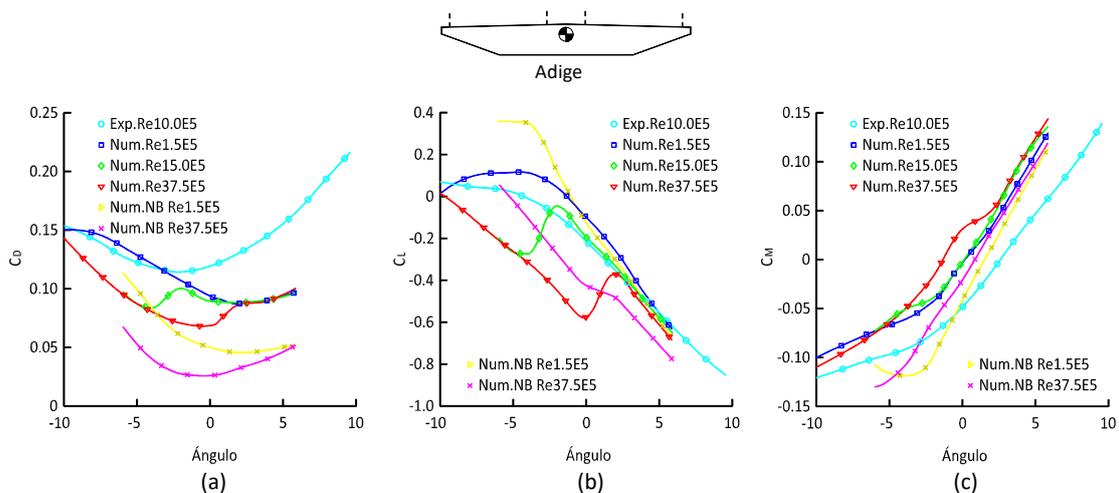


Figura 5.14 Variación de los coeficientes aerodinámicos con el ángulo de ataque para Adige: (a) arrastre, (b) levante y (c) coeficientes de momento de cabeceo.



Los coeficientes aerodinámicos no presentan una concordancia entre las simulaciones y los obtenidos experimentalmente (Figura 5.14), sin embargo, para la simulación  $Re = 1.5E5$  se reproducen condiciones más cercanas a las experimentales (Figura 5.14 (b)). De igual manera las derivadas aerodinámicas concuerdan para  $Re = 1.5E5$  (Figura 5.15).

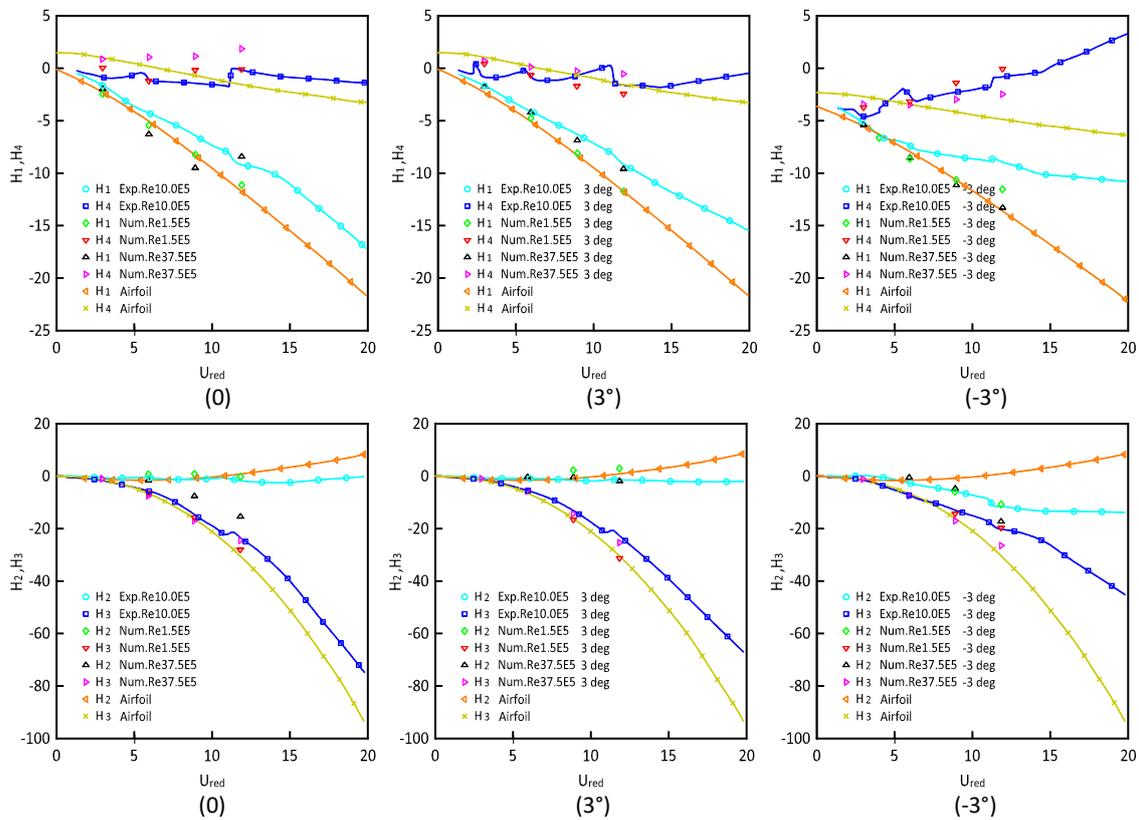


Figura 5.15 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricos para el puente Adige a un ángulo de ataque medio variable.

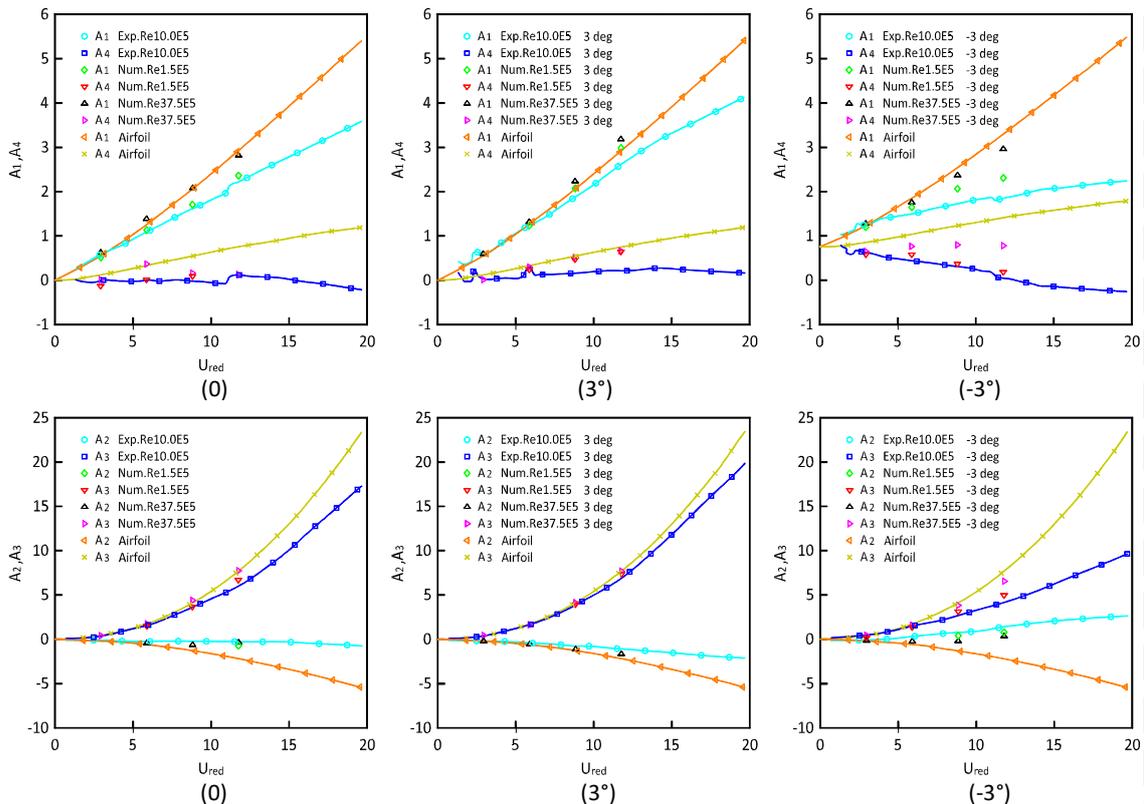


Figura 5.15 Derivadas aerodinámicas experimentales y numéricas para el puente Adige a un ángulo de ataque medio variable (continuación).

### 5.4.2 SECCIONES TRANSVERSALES SY Y AS

En Yonxin (2015) el autor presenta las derivadas aerodinámicas obtenidas mediante pruebas de túnel de viento de dos secciones rígidas de vigas gemelas (Figura 5.16), sin instalaciones en la cubierta (como referencia a la viga de refuerzo del puente suspendido Xihoumen en China a una relación de escala geométrica de 1: 100 pero con deflectores de viento simétricos (SY) y asimétricos (AS)). Se probaron seis configuraciones de prueba, con ancho de hueco (D) a dos relaciones de vigas simples (Bs) de 0%, 20%, 40%, 60%, 80% y 100%, correspondientes a anchuras de escala de prototipo equivalentes a 0,0 5.6, 11.2, 16.8, 22.4 y 28.0 m. En las Figuras 5.17 a la 5.20 se muestran los coeficientes de fuerza de arrastre  $C_H$ , coeficientes de fuerza de elevación  $C_V$  y coeficiente de momento de cabeceo  $C_M$  y en las Figuras 5.21 a la 5.23 las derivadas aerodinámicas obtenidas en la prueba de túnel de viento.

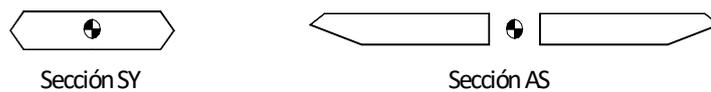


Figura 5.16 Sección SY, y sección AS.

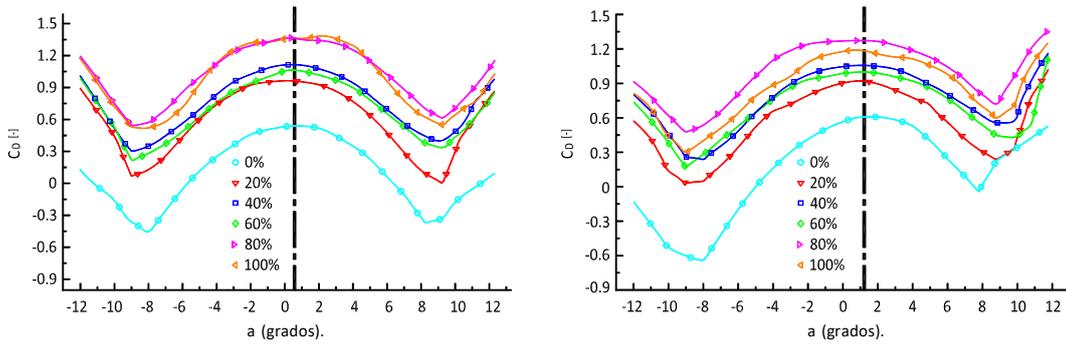


Figura 5.17 Relación de  $CH(\alpha)$  y  $\alpha$  para varias relaciones de aberturas: (a) sección SY, y (b) sección AS.

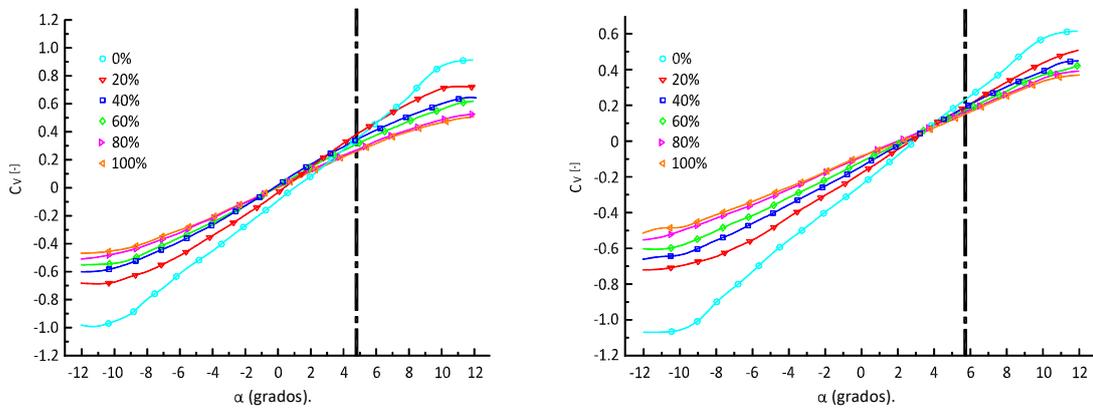


Figura 5.18 Relación de  $CV(\alpha)$  y  $\alpha$  (estándar I): (a) sección SY, y (b) sección AS.

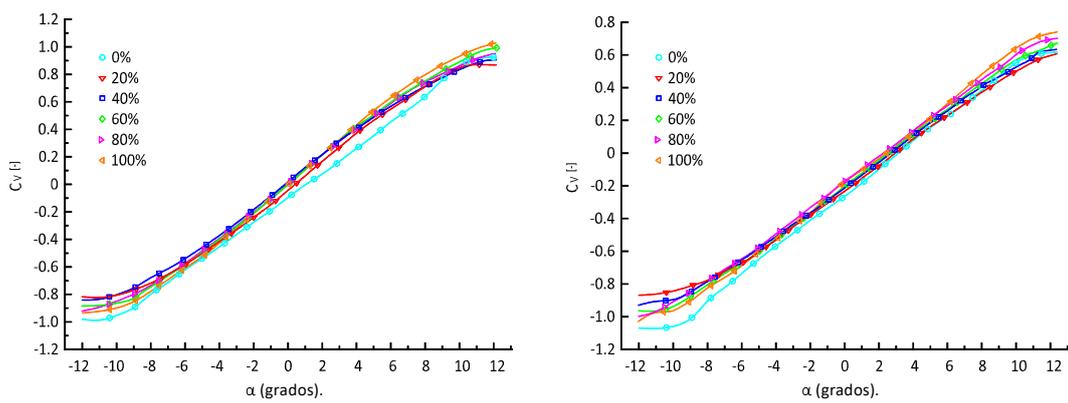


Figura 5.19 Relación de  $CV(\alpha)$  y  $\alpha$  (estándar II) : (a) sección SY, y (b) sección AS.

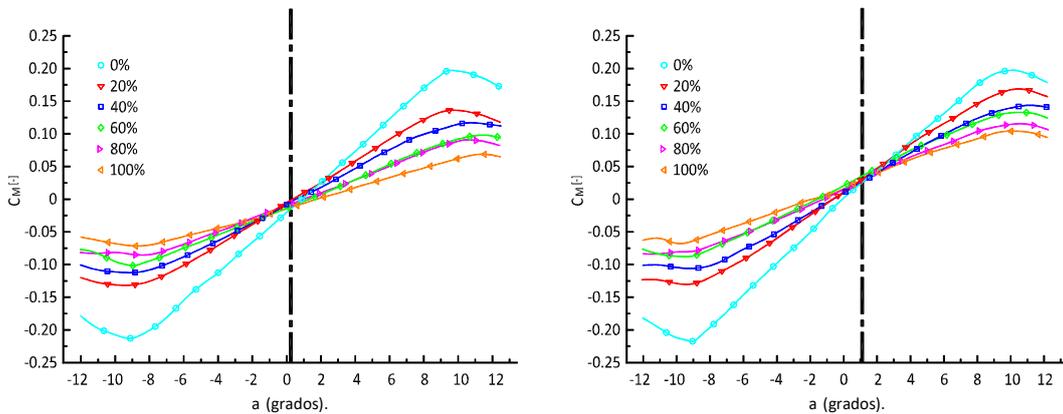


Figura 5.20 Relación de  $CM(\alpha)$  y  $\alpha$  con varias relaciones de abertura: (a) sección SY, y (b) sección AS.

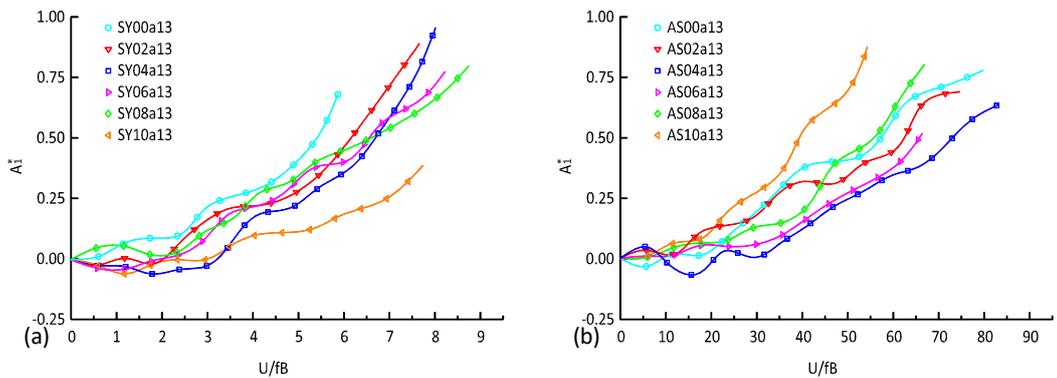


Figura 5.21 Derivadas de flutter de  $A_1^*$  bajo ángulo de ataque de viento  $+3^\circ$ : (a) sección SY, y (b) sección AS.

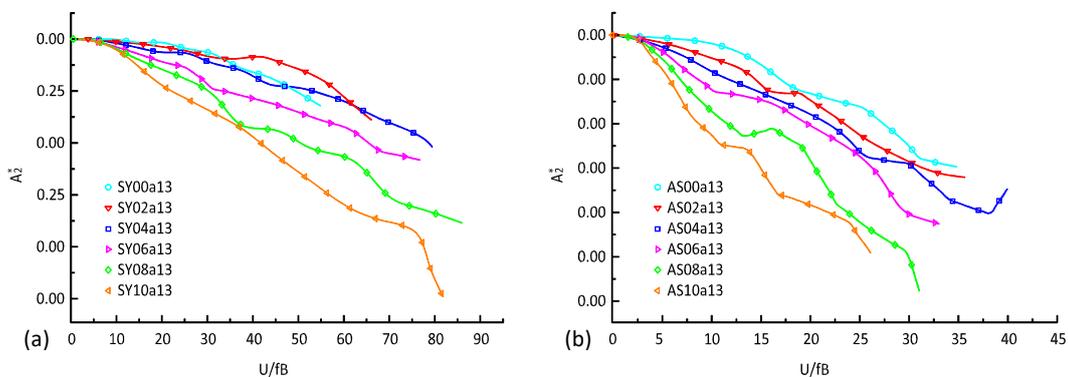


Figura 5.22 Derivadas de flutter de  $A_2^*$  bajo ángulo de ataque de viento  $+3^\circ$ : (a) sección SY, y (b) sección AS.

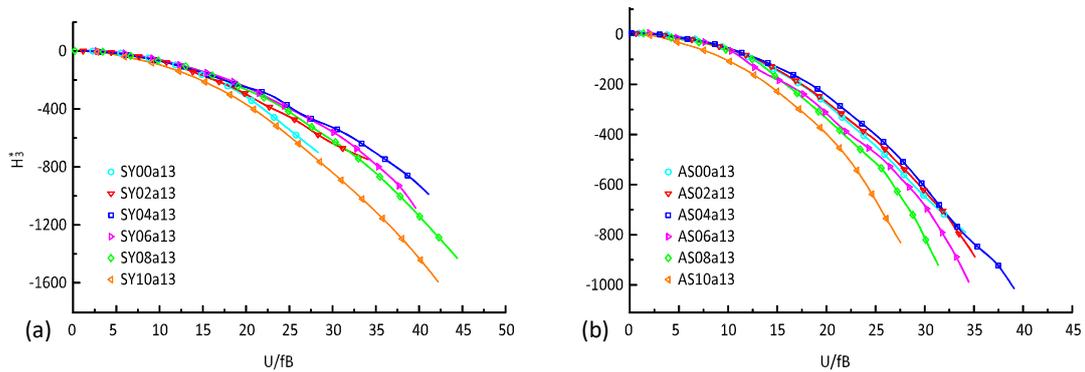


Figura 5.23 Derivadas de Flutter de  $H_3^*$  bajo ángulo de ataque de viento  $+3^\circ$ : (a) sección SY, y (b) sección AS.

### 5.4.3 SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE INDUSTRIAL RING ROAD

En Virote (2009) se presentan cuatro modelos del puente Industrial Ring Road con secciones diferentes sometidas a pruebas en túnel de viento para realizar una comparación del comportamiento de estas secciones presentan. Uno de los modelos se realiza con la sección original del puente (Figura 5.24a) y tres modelos aerodinámicos, es decir, una con sección modificada de sus bordes, una sección modificada con perfil aerodinámico y una combinación de estas dos secciones modificadas (Figura 5.24b).

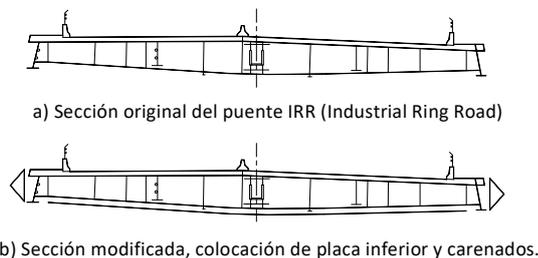


Figura 5.24 Sección original y las secciones modificadas del puente Industrial Ring Road

En las figura 5.25 se observan los valores obtenidos de las derivadas aerodinámicas obtenidas en las pruebas para los cuatro modelos. De acuerdo con Virote (2009), los resultados presentados muestran que la sección original da como resultado una alta respuesta al desprendimiento de vórtices y conduce al fenómeno de flutter torsional a alta velocidad del viento. Los resultados también indicaron que la sección modificada de sus bordes y la modificada con perfil aerodinámico muestran un mejor comportamiento. Comparada con la sección original, la sección modificada puede: a) suprimir el desprendimiento de vórtice significativamente, b) dar como resultado el flutter clásico en lugar del flutter de torsión, y c) aumentar considerablemente la velocidad a la cual se presenta la inestabilidad por flutter.

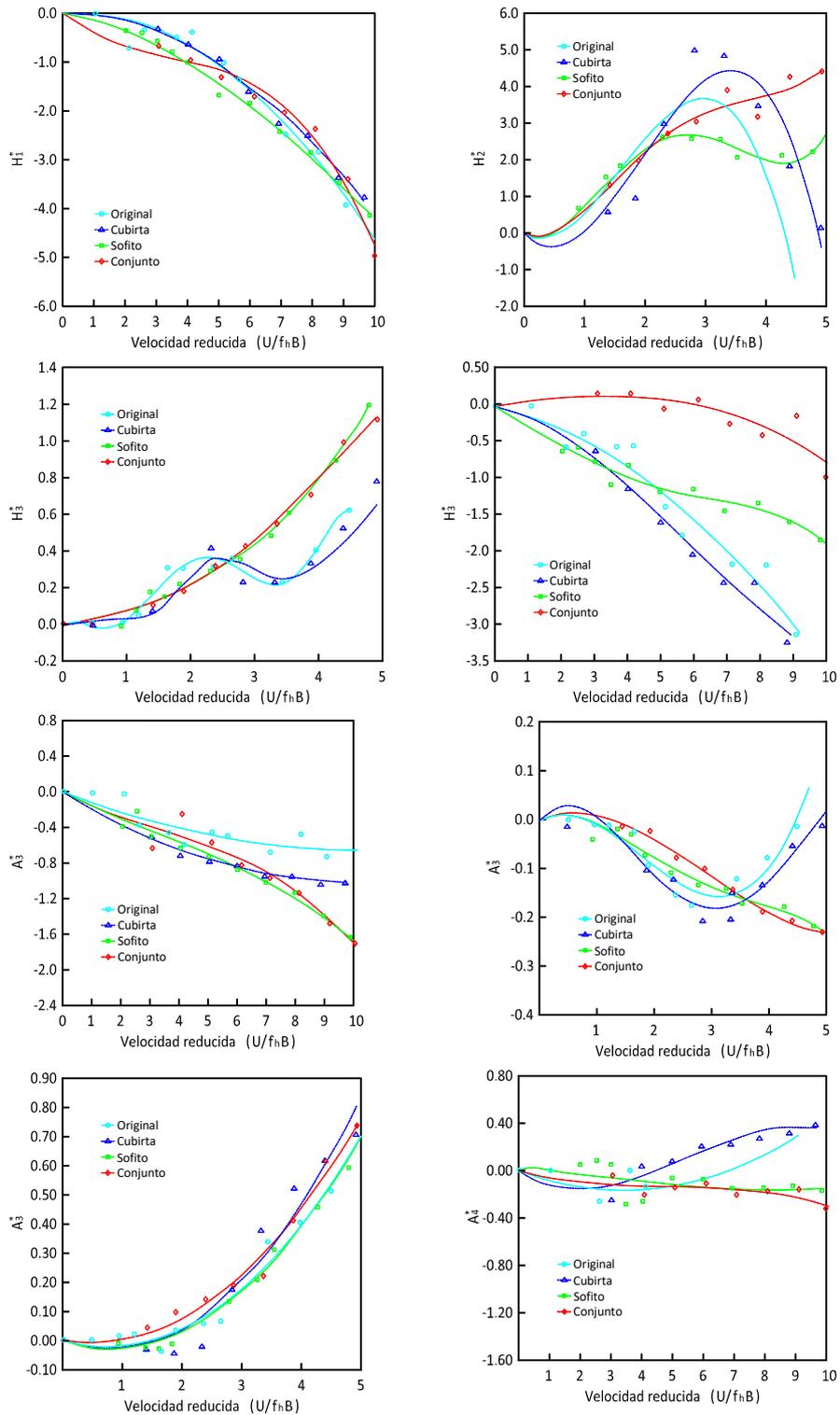


Figura 5.25 Derivadas aerodinámicas de la sección original y las secciones modificadas del puente Industrial Ring Road



### 5.4.4 SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE HARDANGER Y SECCIÓN RECTANGULAR

En Hansen et al. (2006) se presentan las derivadas aerodinámicas obtenidas para el puente Hardanger (Figura 5.26) y para una sección rectangular con relación de aspecto 1:18 (Figura 5.27) a través de pruebas estáticas y dinámicas en túnel de viento. En las Figuras 5.26 y 5.27 los círculos se refieren a los datos obtenidos en las pruebas de túnel de viento, y las líneas discontinuas representan las curvas de restricción ajustadas a los datos. Los resultados trazados en la Figura 5.25 muestran que las expresiones aproximadas representan los resultados experimentales para las derivadas aerodinámicas importantes con una precisión justa. La mayor discrepancia es para  $A_2^*$ .

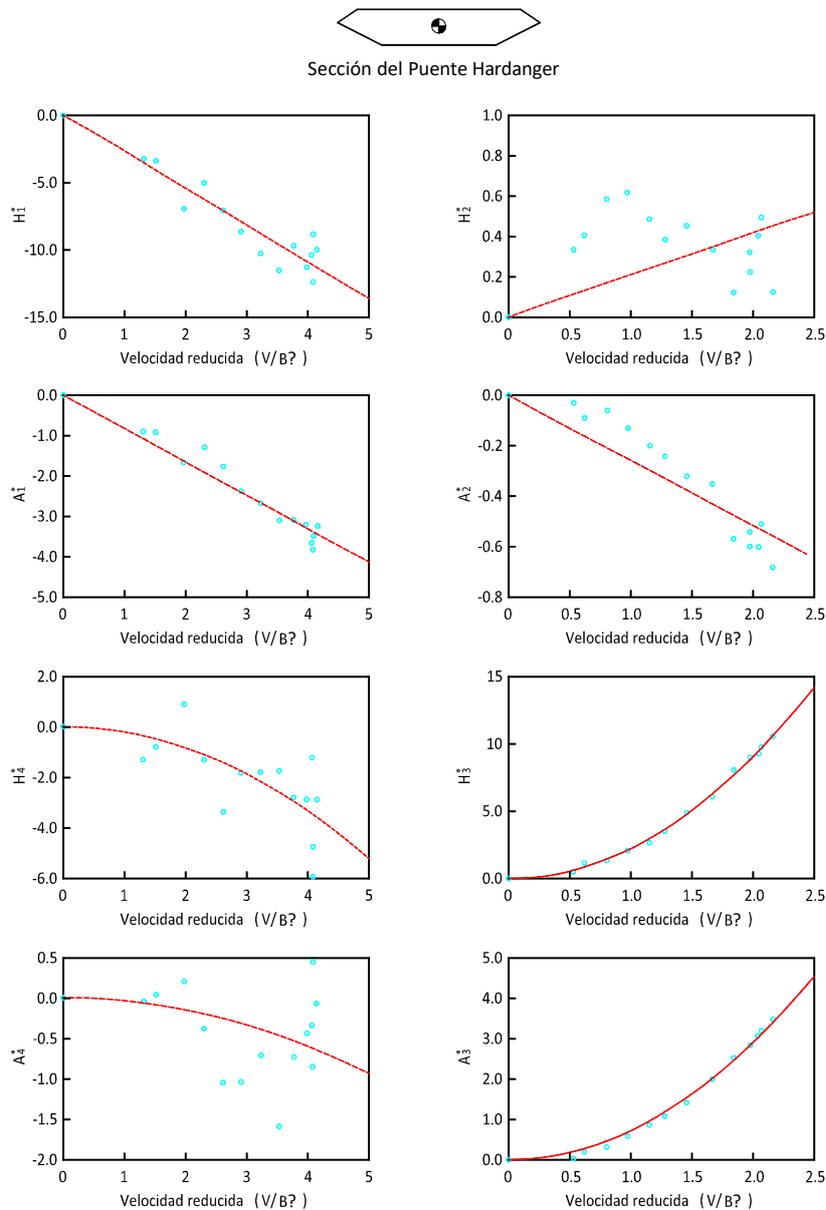


Figura 5.26 Derivadas aerodinámicas para la sección transversal del puente Hardanger.



Sección transversal rectangular R18

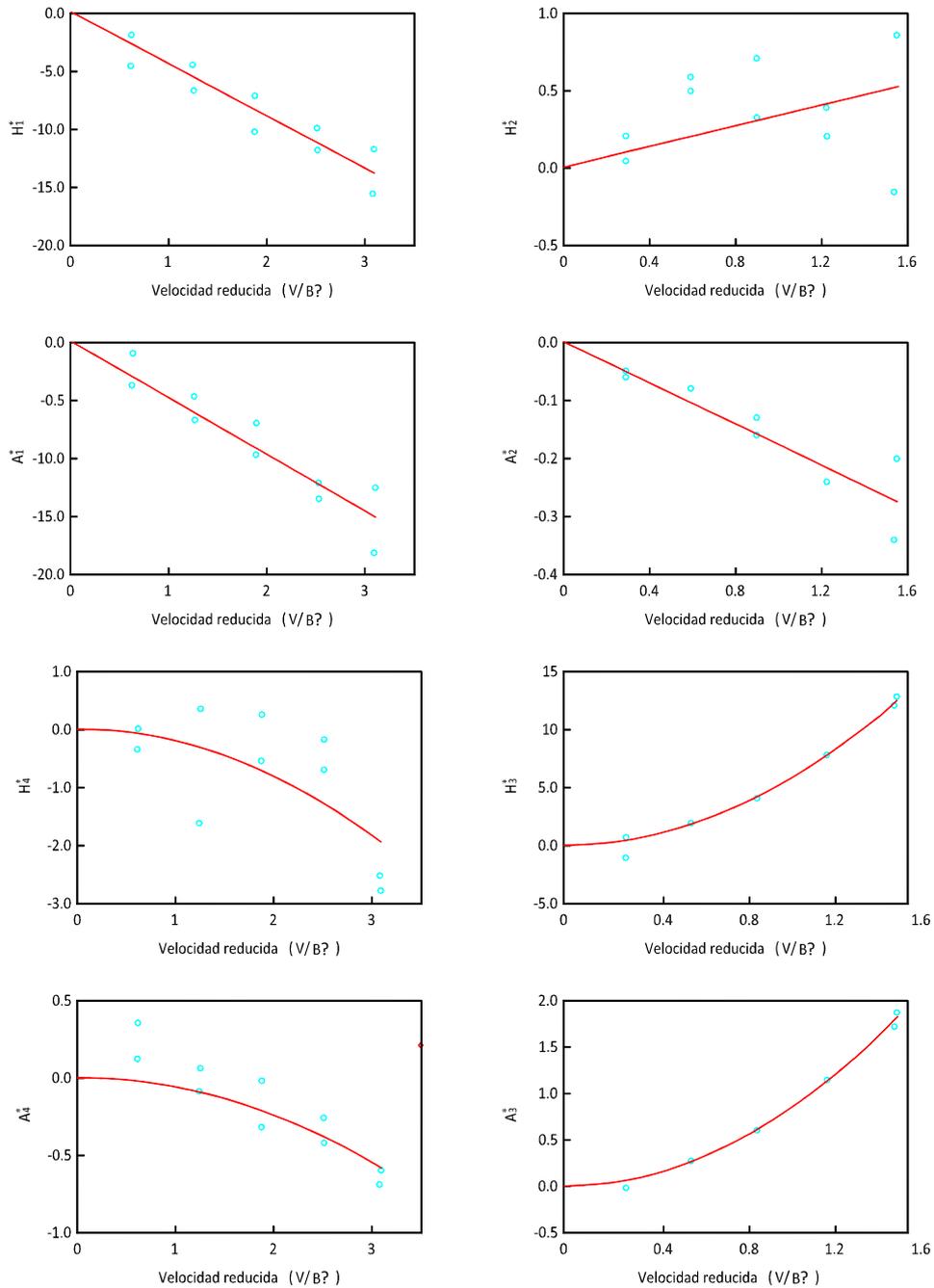
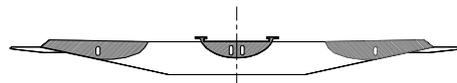


Figura 5.27 Derivadas aerodinámicas para la sección transversal rectangular.



### 5.4.5 SECCION TRANSVERSAL DEL PUENTE MESSINA

Las derivas de flutter obtenidas en el túnel de viento de la Universidad de La Coruña para el puente Messina por León (2008), se llevó a cabo mediante la implementación de cuatro tipos de ensayos con distintos resortes consiguiéndose así variar las frecuencias naturales del modelo y abarcar un rango mayor de velocidades reducidas. En los tres primeros ensayos se permiten los grados de libertad vertical, horizontal y de giro, mientras que en el cuarto sólo se permite el giro. Los valores obtenidos para las derivadas aerodinámicas se muestran en la 5.28.



Sección transversal de la viga de caja triple del Puente de Messina.

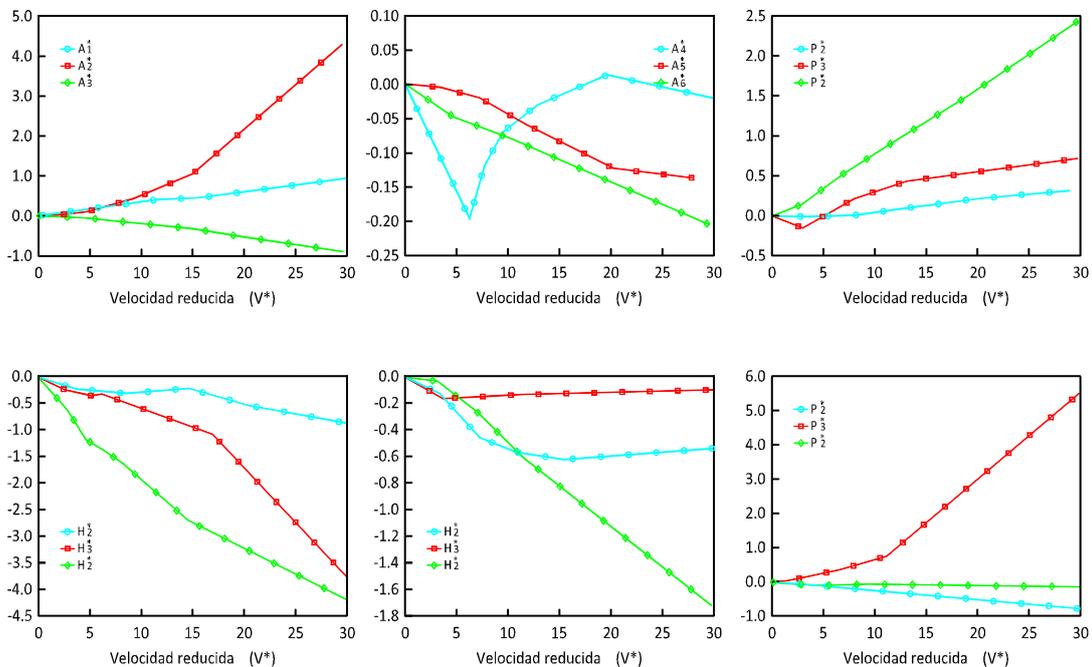


Figura 5.28 Derivadas de flutter del Puente de Messina obtenidos en el túnel de viento de la Universidad de La Coruña

### 5.4.6 CUATRO SECCIONES TRANSVERSALES

Con el fin de evaluar las propiedades aerodinámicas del modelo de plataforma de puente multi-cajón propuesto en Wang y Dragomirescu (2016), las autoras presentan una comparación de las derivadas aerodinámicas obtenidas para otras cubiertas de puente de configuración similar. Tomando en cuenta los trabajos realizados por Scanlan y Tomko (1971), donde comentan que los datos obtenidos para las derivadas aerodinámicas  $H_4^*$  y  $A_4^*$  no afectan significativamente el comportamiento general del puente, solo seis derivadas fueron consideradas para la comparación.



Las derivadas presentadas en la Figura 5.28 corresponden a los puentes: Høga Kusten con una plataforma de cajón, Stonecutters con una plataforma de doble cajón, Messina con una plataforma de tres cajones y Modelo multi-cajón.

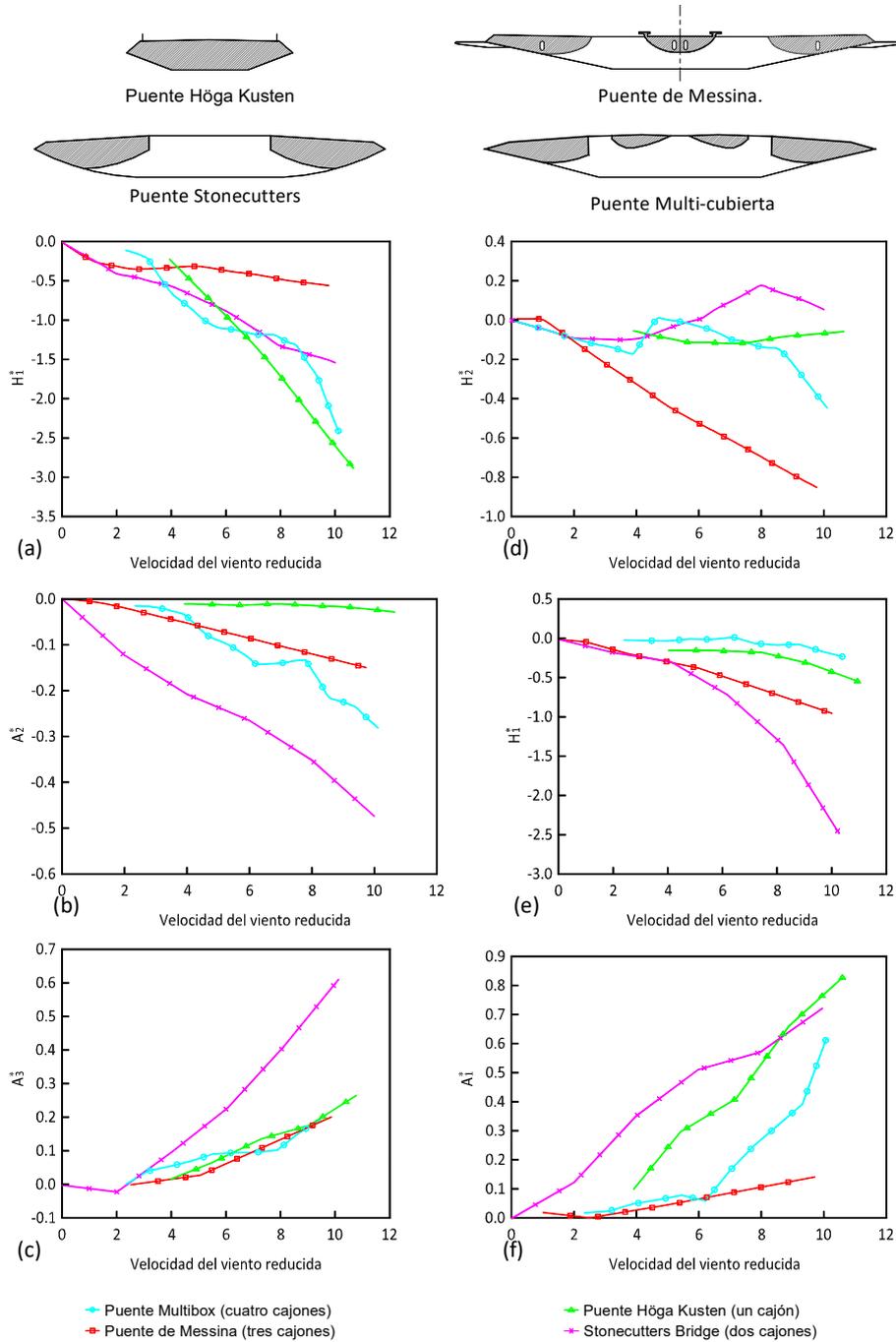


Figura 5.28 Comparación de derivadas de flutter.



### 5.4.7 SECCIONES TRANSVERSALES CON RELACIÓN ANCHO/ESPELOR DISTINTOS

En Chen (2007) se muestran derivadas aerodinámicas para secciones de cubiertas para puentes con secciones rectangulares con relaciones de ancho/espesor diversas. En la Figura 5.30 se muestran las derivadas para relaciones de ancho/espesor de  $B/D = 12.5, 15$  y  $20$  (Matsumoto 1995), una sección de cajón aerodinámico con  $B/D = 4.45$  (Jakobsen 1995) y una placa plana.

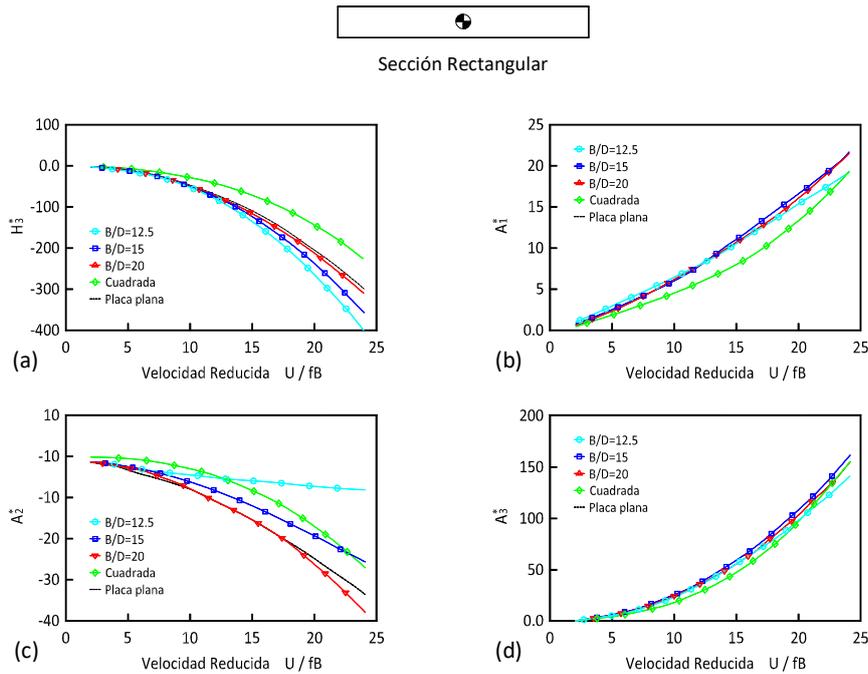


Figura 5.29 Comparación de las derivadas de flutter para diferentes secciones de la plataforma: a)  $H_3^*$ , b)  $A_1^*$ , c)  $A_2^*$  y d)  $A_3^*$

### 5.5 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO

Los aspectos analíticos del modelado de oscilaciones de un tablero de puente han sido tratados con considerable profundidad por Scanlan (Simiu y Scanlan, 1978; Scanlan y Tomko, 1971; Scanlan, 1988). La Figura 5.30 muestra una representación de los dos grados de libertad de un tablero de puente en un flujo suave de velocidad  $V$ . Se somete a una fuerza aerodinámica vertical  $F_V$ , y un momento aerodinámico  $M$ . En la forma más simple de ellas, las ecuaciones de movimiento son:

$$m\ddot{h} + c_h\dot{h} + k_h h = F_v \quad (5.5)$$

$$I\ddot{\theta} + c_\theta\dot{\theta} + k_\theta\theta = M \quad (5.6)$$

donde  $h$  es el desplazamiento vertical,  $m$  es la masa por unidad de longitud,  $I$  es el momento de inercia de masa por unidad de longitud,  $c_h, c_\theta$  son los coeficientes de amortiguamiento,  $k_h, k_\theta$  son los coeficientes de rigidez y  $\theta$  es el desplazamiento angular.



Estas ecuaciones pueden ser expresadas en términos de razones de amortiguamiento crítico  $\zeta_h, \zeta_\theta$  y frecuencias circulares naturales  $\omega_h$  y  $\omega_\theta$  como:

$$m(\ddot{h} + 2\zeta_h\omega_h\dot{h} + \omega_h^2h) = F_v \quad (5.7)$$

$$I(\ddot{\theta} + 2\zeta_\theta\omega_\theta\dot{\theta} + \omega_\theta^2\theta) = M \quad (5.8)$$

Por simplificación, el centro de gravedad de la sección y el eje elástico se localizan en el centro geométrico de la sección y por lo tanto no hay un acoplamiento inercial. El grado de libertad de flexión horizontal se ha omitido. Este tercer grado de libertad se vuelve importante en la respuesta de martillos del tablero por la turbulencia del viento. En el análisis dinámico del puente tridimensional completo se encuentra que el centro de rotación del puente puede ser desplazado verticalmente del centro de gravedad y variará a lo largo del vano. Este efecto es también omitido en el modelo simple de las ecuaciones 5.5 y 5.6.

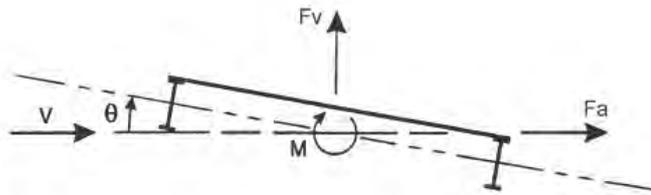


Figura 5.30 Representación bidimensional de un tablero de puente (Wardlaw, 1994)

### 5.5.1 FUERZAS Y MOMENTOS AERODINÁMICOS

En el caso de que se produzca una disminución de la fuerza  $F_v$ , y el momento  $M$ , Scanlan y Tomko (1971) han establecido que una concordancia satisfactoria con evidencia experimental es obtenida usando las siguientes relaciones lineales (Wardlaw, 1994):

$$F_v = m(H_1\dot{h} + H_2\dot{\theta} + H_3\theta) \quad (5.9)$$

$$M = I(A_1\dot{h} + A_2\dot{\theta} + A_3\theta) \quad (5.10)$$

Términos como  $\ddot{h}$ ,  $\ddot{\theta}$  y  $h$  se han omitido. Los efectos de escala pueden ser eliminados por la sustitución de coeficientes dimensionales  $H_i$  y  $A_i$  por coeficientes adimensionales  $H_i^*$  y  $A_i^*$  y haciendo  $(B\omega/V) = K$ , donde  $\omega$  es la frecuencia circular de oscilación actual. Entonces, las ecuaciones 5.9 y 5.10 se convierten en:

$$F_v = \frac{1}{2}\rho V^2(2B) \left[ KH_1^*(K)\frac{\dot{h}}{V} + KH_2^*(K)\frac{B\dot{\theta}}{V} + K^2H_3^*(K)\theta \right] \quad (5.11)$$

$$M = \frac{1}{2}\rho U^2(2B^2) \left[ KA_1^*(K)\frac{\dot{h}}{U} + KA_2^*(K)\frac{B\dot{\theta}}{U} + K^2A_3^*(K)\theta \right] \quad (5.12)$$



Esto sugiere que  $H_i^*$  y  $A_i^*$  están relacionados con  $H_i$  y  $A_i$  por

$$\begin{aligned} H_1^* &= \left( \frac{m}{\rho B^2 \omega} \right) H_1 & A_1^* &= \left( \frac{I}{\rho B^3 \omega} \right) A_1 \\ H_2^* &= \left( \frac{m}{\rho B^3 \omega} \right) H_2 & A_2^* &= \left( \frac{I}{\rho B^4 \omega} \right) A_2 \\ H_3^* &= \left( \frac{m}{\rho B^3 \omega} \right) H_3 & A_3^* &= \left( \frac{I}{\rho B^4 \omega^2} \right) A_3 \end{aligned} \quad (5.13)$$

Los coeficientes  $H_i^*$  y  $A_i^*$  se denominan coeficientes de Scanlan.

### 5.6 CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS UTILIZANDO LOS COEFICIENTES DE PRESIÓN Y DERIVADAS AERODINÁMICAS

Se considera como ejemplo de aplicación un tablero de un puente (Figura 5.31) con una separación de 15 m entre cada viga, que tiene una masa por unidad de longitud de  $m = 12,856.6 \text{ kg/m}$  y la longitud del ancho del tablero es  $B = 25.0 \text{ m}$ . El valor del movimiento másico considerado es de  $Im = 73,598.4 \text{ km}^2/\text{m}$ . Las frecuencias de vibrar del puente en flexión vertical,  $\omega_h$ , en flexión transversal,  $\omega_t$ , y en torsión  $\omega_\alpha$ , son respectivamente:

$$\omega_h = 36.8 \text{ rad/s} \quad (5.15)$$

$$\omega_t = 110.5 \text{ rad/s} \quad (5.14)$$

$$\omega_\alpha = 284.2 \text{ rad/s} \quad (5.16)$$

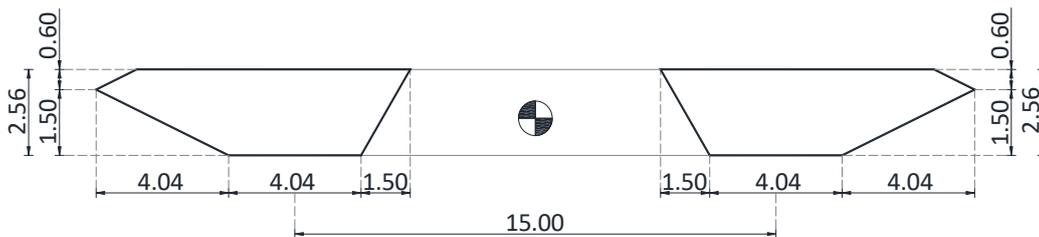


Figura 5.31 Sección del tablero del puente

La excitación empleada en la respuesta dinámica del puente se obtiene por medio de simulaciones numéricas de ráfaga de viento en las direcciones horizontal y vertical, estas simulaciones se realizan con el método de Shinozuka (Rosales, 2018), con una velocidad media del viento de 40 m/s, el terreno donde está ubicada la estructura es un terreno tipo I, que por definición corresponde a áreas lagos o área plana y horizontal con vegetación insignificante y sin obstáculos con una rugosidad de  $z_0 = 0.01 \text{ m}$ . En la Figura 5.32 se muestran los resultados de la simulación de los registros eólicos en las direcciones horizontal y vertical, para una altura de 20 m.



El sistema de ecuaciones que gobierna el comportamiento se resuelve paso a paso, integrándolas por medio del método descrito en Rosales, 2018 (ver Apéndice F).

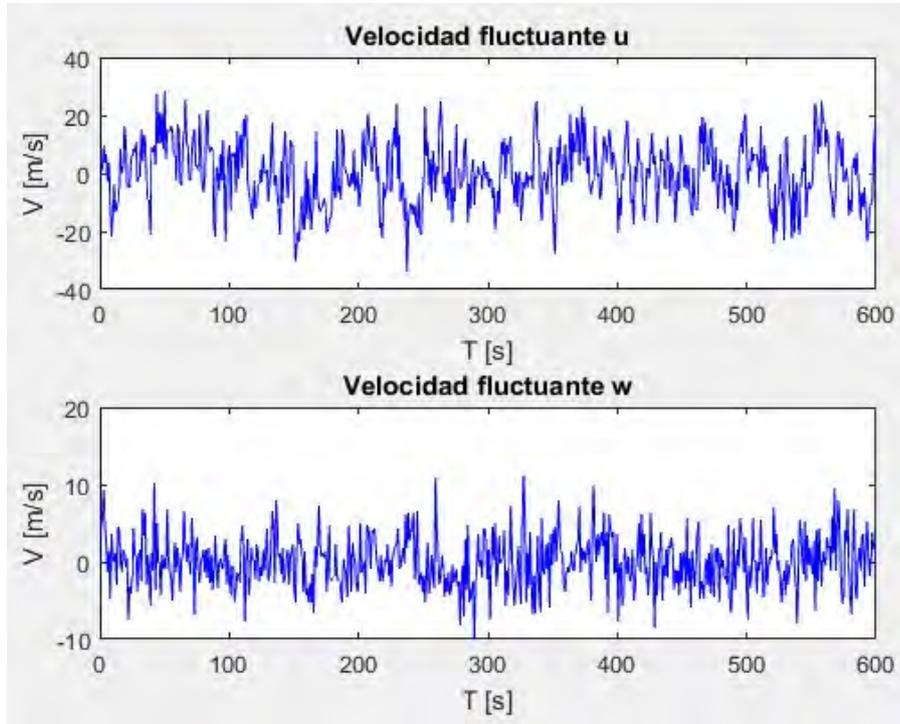


Figura 5.32 Historia de velocidades de viento obtenidas por simulación, dirección horizontal y vertical, respectivamente.

Los coeficientes aerodinámicos que se utilizan se muestran en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 coeficientes aerodinámicos utilizados

Ángulo de incidencia del viento	Coeficientes				
	$C_L$	$C_M$	$C_D$	$C'_L$	$C'_M$
$\alpha = 0^\circ$	-0.145	0.134	1.523	5.43	0.04

Los valores para las derivadas aerodinámicas de la sección del puente se tomarán de la Figura 5.33, de donde se tienen los valores mostrados en la Tabla 5.3, para un ángulo de incidencia de  $0^\circ$ .

Tabla 5.3 Derivadas aerodinámicas utilizadas.

Velocidad reducida	Derivadas aerodinámicas							
	$H_1^*$	$H_2^*$	$H_3^*$	$H_4^*$	$A_1^*$	$A_2^*$	$A_3^*$	$A_4^*$
$v/nB = 18.07$	-20.17	5.70	46.04	1.04	-2.11	-4.37	-6.30	0.71



Sección con 15 m entre los centros de las vigas.

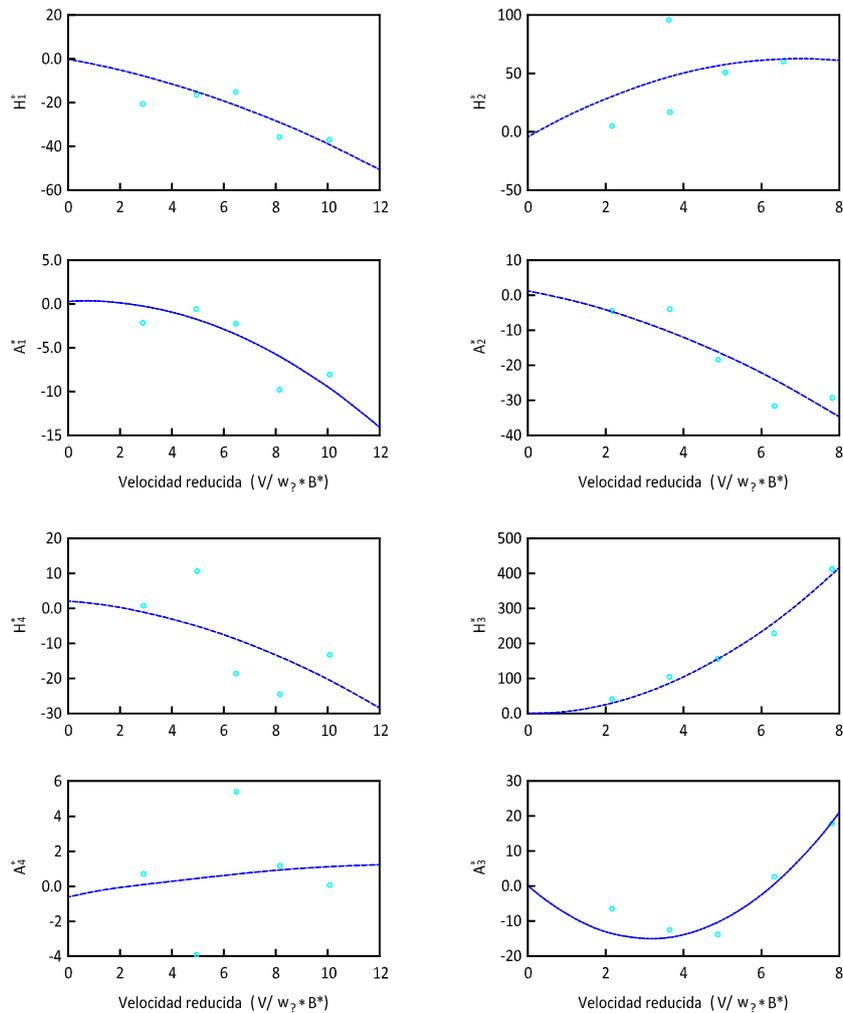


Figura 5.33 Derivadas Aerodinámicas de la sección empleada

Se considera un amortiguamiento de  $\xi_h = 0.005$  y  $\xi_\alpha = 0.005$ , con las condiciones iniciales,  $h = 0$ ,  $\dot{h} = 0$ ,  $\alpha = 0$  y  $\dot{\alpha} = 0$ , las cuales representan que el puente se encuentra en reposo y sin desplazamiento alguno en el momento de la excitación. Esta hipótesis es considerada ya que no se conoce a priori cual es la posición inicial del tablero del puente antes de la colocación de la dovela de cierre. La Figuras 5.34 muestran la historia en el tiempo de desplazamiento vertical y rotación en el centro del puente para un ángulo de ataque del viento de  $0^\circ$ , se observa que el tablero presenta un desplazamiento vertical máximo absoluto de 0.436 m y una rotación de 0.004 rad.

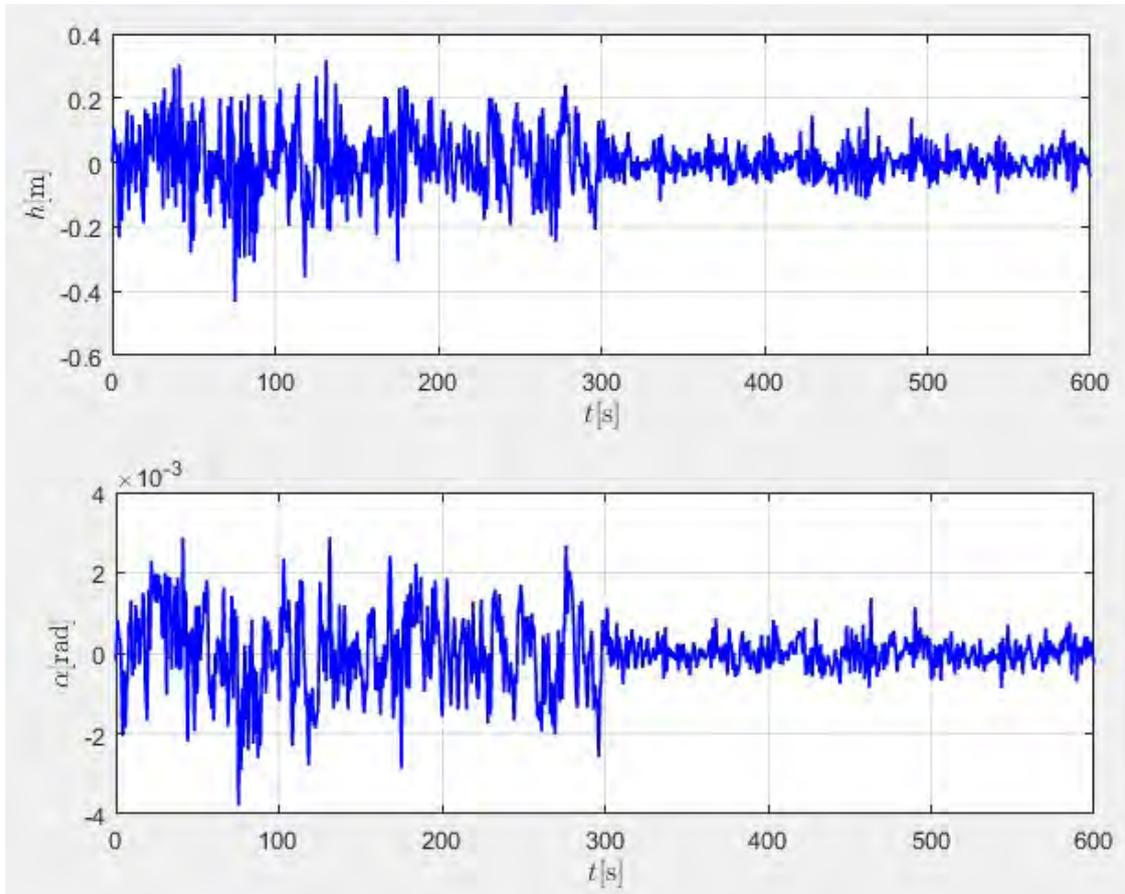


Figura 5.34 Desplazamiento del tablero del puente para un ángulo de incidencia del viento de  $0^\circ$  y para una velocidad de 40 m/s.



# CAPÍTULO 6

## RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO EÓLICO DE PUENTES -UNA PROPUESTA-

### 6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

En éste capítulo se presentan algunas recomendaciones para determinar las fuerzas estáticas y dinámicas generadas por la acción del viento que deberán emplearse en el diseño de estructuras tipo puente de sección semirrígida con claros no mayores a 200 m.

#### 6.1.1 ALCANCE

Las recomendaciones aquí realizadas, así como los valores propuestos en ellas, se obtuvieron a partir del estudio de los códigos de diseño eólico estudiados en este trabajo.

La determinación de las velocidades de diseño, se realizan a partir de las velocidades regionales de las ciudades más importantes de la República Mexicana obtenidas del Manual de Diseño de Obras Civiles, diseño por viento (2018) con un periodo de retorno de 50 años para estructuras poco susceptibles a la acción del viento y un periodo de retorno de 200 años para estructuras susceptibles a la acción del viento. Con la aclaración de que dicho Manual considera la velocidad a 3 s como tiempo de promediación. En este trabajo se considera correcto que la velocidad básica de diseño sea promediada a 10 min, tal que se debe realizar la equivalencia de dichas velocidades de 3 s a 10 minutos.

### 6.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS

Los requisitos generales que a continuación se listan son aplicables al diseño de estructuras sometidas a la acción del viento y deberán considerarse como los mínimos indispensables.

### 6.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.

#### 6.4.1 SEGÚN SU IMPORTANCIA

Tipo A son los puentes y estructuras similares ubicadas en o sobre carreteras de cuatro carriles, de los tipos ET4, A4 y B4.

Tipo B son los puentes y estructuras similares ubicadas en o sobre carreteras de dos carriles, de los tipos ET2, A2, B2, C y D.



Tipo C. Estructuras secundarias de corta duración tales como señales, soporte de instalaciones, etc.

De acuerdo al reglamento sobre el peso, dimensiones y capacidad de los vehículos de autotransporte que transitan en los caminos y puentes de jurisdicción federal las carreteras son clasificadas en : Carretera tipo ET, son aquellas que forman parte de los ejes de transporte que establezca la Secretaría, cuyas características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso, así como de otros que por interés general autorice la Secretaría, y que su tránsito se confine a este tipo de caminos; Carretera tipo A, son aquellas que por sus características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso, excepto aquellos vehículos que por sus dimensiones y peso sólo se permitan en las carreteras tipo ET; Carretera tipo B, son aquellas que conforman la red primaria y que atendiendo a sus características geométricas y estructurales prestan un servicio de comunicación interestatal, además de vincular el tránsito; Carretera tipo C, red secundaria, son carreteras que atendiendo a sus características prestan servicio dentro del ámbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria; Carretera tipo D, red alimentadora, son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales principalmente prestan servicio dentro del ámbito municipal con longitudes relativamente cortas, estableciendo conexiones con la red secundaria.

#### 6.4.2 SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO

De acuerdo con su sensibilidad ante los efectos de ráfagas del viento y a su correspondiente respuesta dinámica, los puentes se clasifican en cuatro tipos. Con base en esta clasificación podrá seleccionar el método para obtener las cargas de diseño por viento sobre las estructuras y la determinación de efectos dinámicos suplementarios si es el caso.

Tipo 1. Estructuras poco sensibles a los efectos de ráfaga y a los dinámicos. Abarca todas aquellas en la que la relación de aspecto  $\lambda$  (definida como el cociente entre el claro máximo horizontal y la menor dimensión perpendicular ha dicho claro) es menor o igual a 30 y cuyo periodo natural de vibración es igual o menor a un segundo. Pertenecen a este tipo de estructuras puentes rígidos con superestructuras formadas por armaduras simples o continuas, arcos, losas planas, o losas sobre vigas.

Tipo 2. Estructuras que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas de su sección transversal son especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración (entre 1 y 5 segundos) y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento.

Tipo 3. Estructuras que además de reunir las características del tipo 2, presentan importantes oscilaciones transversales al flujo del viento provocadas por la aparición periódica de vértices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento. Se incluyen puentes de gran claro o gran altura con elementos esbeltos de superestructura, aproximadamente cilíndricos o prismáticos.

Tipo 4. Estructuras susceptibles de presentar problemas de inestabilidad aeroelástica como los puentes flexibles soportados por cables.



## 6.5 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS POR VIENTO

Para determinar las cargas debido a la acción del viento sobre un puente, se utilizarán los siguientes métodos de análisis:

- Método Simplificado
- Método Estático
- Método Dinámico
- Métodos Experimentales

### 6.5.1 MÉTODO SIMPLIFICADO

Este método es aplicable a estructuras comunes como los son las tipo 1, sin cables que la soporten, con una altura de rasante menor de 10 m sobre el nivel más bajo del terreno que cruzan o, en su caso, sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), y con claro máximo de 50 m, con una relación de aspecto menor o igual a 30.

La carga de viento para la superestructura del puente está horizontalmente distribuidos y aplicados normal al eje longitudinal del puente. La carga de diseño del viento se ha de aplicar de manera que la condición más desfavorable se considere para el diseño de cada miembro.

En puentes con vigas planas, la carga de viento por su unidad de longitud es estar de acuerdo con la Tabla 6.1.

Tabla 6.1 Carga del viento para vigas planas (kN/m).

Perfil de la sección	Carga de Viento
$1 \leq B / D < 8$	$\{4.0 - 0.2 ( B / D )\} D \geq 6.0$
$8 \leq B / D$	$2.4 D \geq 6.0$

donde  $B$  es el ancho de la cubierta del puente y  $D$  es el altura de la cubierta expuesta del puente.

En puentes con vigas formadas por dos armaduras principales, la carga de viento es la mostrada en la Tabla 6.2, que define la presión inducida por el viento para un área proyectada vertical del lado de barlovento.

Tabla 6.2 Carga de Viento para las Armaduras de dos planos (kN/m<sup>2</sup>).

Elemento de la cubierta	Carga de Viento
Armadura	4.8
Sistema de piso	3.0

La carga del viento sobre la subestructura, son las aplicadas directamente a ellas y las que le transmite la superestructura.



Tabla 6.3 Carga de Viento sobre la subestructura (kN/m<sup>2</sup>).

Forma de la sección transversal	Carga de Viento
Circular u oval	1.5
Cuadrada o rectangular	3.0

Para los miembros estructurales individuales que no pueden ser categorizados como vigas planas o vigas formadas por armaduras, en la Tabla 6.4 se muestran las cargas a aplicar dependiendo de sus formas de sección transversal.

Tabla 6.4 Carga de Viento para miembros estructurales (kN/m<sup>2</sup>).

Sección transversal del miembro	Miembros en barlovento	Miembros en sotavento
Circular u oval	1.5	1.5
Cuadrada o rectangular	3.0	1.5

La carga de viento que actúa sobre la carga viva será 1.5 kN / m y se ha de aplicar a la elevación de 1.5 m por encima de la superficie superior de la cubierta del puente.

### 6.5.2 MÉTODO ESTÁTICO

Se aplica a estructuras comunes que, según su respuesta a la acción del viento, son del tipo 1, sin cables que la soporten, con una altura de rasante mayor a 10 m sobre el nivel más bajo del terreno que cruzan o, en su caso, sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), con un claro máximo de 50 m, además de cumplir con una relación de aspecto menor o igual a 30, por razones de importancia de la estructura, su ubicación regional y de las características del terreno circundante.

#### 6.5.2.1 PRESIÓN DE DISEÑO DEL VIENTO

La presión de diseño de la velocidad del viento,  $q_D$ , se obtendrá de:

$$q_D = \frac{\rho}{2} V_D^2 \quad (6.1)$$

donde  $V_D$  es la velocidad de diseño del viento y  $\rho$  es la densidad del aire

La densidad del aire varía con la altura, y depende de la temperatura y la presión previsible en la región durante la actuación del viento. Salvo que se especifique lo contrario, el valor de  $\rho$  será 1.25 kg/m<sup>3</sup>.

#### 6.5.2.2 VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO

Es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura y queda determinada por:

$$V_D = C_{r(z)} \left( C_{t(z)} \right) V_{ref} \quad (6.2)$$



donde  $V_D$  es la velocidad de diseño del viento,  $C_{r(z)}$  es el coeficiente de rugosidad,  $C_{t(z)}$  es el coeficiente de topografía y  $V_{ref}$  es la velocidad de referencia del viento.

La velocidad de referencia del viento  $V_{ref}$ , es la máxima probable que puede presentarse con cierto periodo de recurrencia en una región del país. Ocurre a una altura de diez metros sobre la superficie de un terreno plano. En la tabla 6.5 se muestran velocidades para las ciudades más importantes en la república Mexicana.

Tabla 6.5 Velocidades regionales de las ciudades más importantes en m/s (MDOC, 2008)

Ciudades	Periodo de retorno		Ciudades	Periodo de retorno	
	50 años	200 años		50 años	200 años
Acapulco, Gro.	30.82	34.44	León, Gto.	26.64	28.16
Aguascalientes, Ags	26.83	30.44	Manzanillo, Col.	30.06	37.10
Campeche, Camp.	25.11	30.25	Mazatlán, Sin.	40.53	45.66
Cd. Guzmán, Jal.	22.83	25.11	Mérida, Yuc.	29.68	35.39
Cd. Juárez, Chih.	27.40	30.06	Mexicali, B.C.	28.35	36.15
Cd. Obregón, Son.	32.15	35.39	México, D.F.	21.88	24.54
Cd. Victoria Tamps.	32.34	37.48	Monterrey, N.L.	27.59	30.25
Coatzacoalcos, Ver.	24.73	27.59	Monclova, Coah.	17.50	19.41
Colima, Col.	24.35	27.97	Morelia, Mich.	25.49	28.16
Colotlán, Jal.	28.16	30.63	Nvas. Casas Gdes, Chih.	21.69	23.21
Comitán, Chis.	18.84	23.59	Oaxaca, Oax.	29.11	32.72
Cozumel, Q. Roo.	30.06	35.20	Orizaba, Ver.	24.35	26.07
Cuernavaca, Mor.	20.55	22.83	Pachuca, Hgo.	26.83	29.87
Culiacán, Sin.	22.45	26.64	Parral de Hgo. Hgo.	29.49	31.96
Chiapingo, Edo, Méx.	20.93	23.97	Piedras Negras Coah.	31.01	37.67
Chetumal, Q.Roo.	28.54	34.25	Progreso, Yuc.	20.17	22.26
Chihuahua, Chih.	25.88	27.97	Puebla, Pue.	29.49	32.72
Chilpancingo, Gro.	22.83	24.92	Puerto Cortés, B.C.	27.78	32.53
Durango, Dgo.	22.26	23.97	Puerto Vallarta, Jal.	22.45	24.92
Ensenada B.C.	28.16	36.15	Querétaro, Qro.	21.12	24.73
Guadalajara, Jal.	31.20	33.49	Rio Verde, S.L.P.	23.97	27.78
Guanajuato, Gto.	26.64	28.16	Salina Cruz, Oax.	23.59	27.02
Guaymas, Son.	30.44	36.15	Saltillo, Coah.	17.50	19.98
Hermosillo, Son.	28.73	34.06	S.C. de las casas Chis.	26.83	29.11
Jalapa, Ver.	26.07	28.92	San Luis Potosí, S.L.P.	31.77	38.81
La Paz, B.C.S.	32.53	38.05	Soto la Marina, Tamps.	30.44	36.72
Lagos de Moreno, Jal.	24.73	26.83	Tampico, Tamps.	26.26	29.49
Tamuín, S.L.P.	2.09	25.11	Tuxpan, Ver.	20.17	22.83



Tabla 6.5 Velocidades regionales de las ciudades más importantes en m/s (continuación)

Ciudades	Periodo de retorno		Ciudades	Periodo de retorno	
	50 años	200 años		50 años	200 años
Tamuín, S.L.P.	24.09	25.11	Tuxpan, Ver.	20.17	22.83
Tapachula, Chis.	19.41	21.88	Tuxtla Gtz, Chis.	31.01	37.67
Tepic, Nay.	19.41	21.50	Valladolid, Yuc.	33.30	36.91
Tlaxcala, Tlax.	17.69	19.41	Veracruz, Ver.	24.16	26.26
Toluca, Edo. Méx.	31.96	34.82	Villahermosa, Tab.	23.21	24.92
Torreón, Coah.	20.17	22.07	Zacatecas, Zac.	27.21	30.06
Tulancingo, Hgo.	28.73	32.72			

### 6.5.2.3 COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

El coeficiente de rugosidad tiene en cuenta la variabilidad de la velocidad del viento con la altura ( $z$ ) en función de la rugosidad del terreno de los alrededores.

El coeficiente de rugosidad a una altura  $z$  se define mediante la siguiente ley logarítmica:

$$C_{r(z)} = k_T \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{Para } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \quad (6.3)$$

$$C_{r(z)} = C_{r(z)}(z_{\min}) \quad \text{Para } z \leq z_{\min} \quad (6.4)$$

donde  $C_{r(z)}$  es el coeficiente de rugosidad,  $k_T$  es el factor del terreno,  $z$  es la distancia vertical desde el nivel del terreno a la estructura,  $z_0$  es la longitud de rugosidad y  $z_{\min}$  es la altura mínima. Estos parámetros dependerán de la categoría del terreno que se indican en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6 Valores para obtener el coeficiente de rugosidad de acuerdo a la categoría de terreno

Categoría del terreno	$C_{r(z_{\min})}$	$k_T$	$z_0$	$z_{\min}$	$\varepsilon$
I Lagos o área plana y horizontal con vegetación insignificante y sin obstáculos	0.90	0.17	0.01	2	0.13
II Zona con vegetación baja, como hierba y aisladas obstáculos (árboles, edificios) con separaciones de por lo menos 20 alturas de obstáculos	0.83	0.19	0.05	4	0.26
III Área con cobertura regular de vegetación o edificios o con obstáculos aislados (tales como pueblos, terreno suburbano, bosque permanente)	0.72	0.22	0.3	8	0.37
IV Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas. Zona en la que al menos 15% de la superficie está cubierta y su altura media supera los 15 m	0.57	0.23	1	16	0.46



Cuando existan dudas sobre la elección entre dos categorías al definir una superficie dada se tomará la opción más desfavorable.

#### 6.5.2.4 COEFICIENTE TOPOGRÁFICO

El coeficiente topográfico tiene en cuenta el incremento de velocidad media del viento sobre colinas aisladas y escarpadas. Dicho coeficiente está relacionado con la velocidad del viento en la base de la colina o escarpadura. Se debe tomar en cuenta en un radio de media longitud de la ladera ó 1.5 veces la altura del risco. Se define como:

$$C_{t(z)} = 1 \quad \text{Para } \phi < 0.05 \quad (6.5)$$

$$C_{t(z)} = 1 + 2(s)\phi \quad \text{Para } 0.05 < \phi < 0.3 \quad (6.6)$$

$$C_{t(z)} = 1 + 0.6(s) \quad \text{Para } \phi > 0.3 \quad (6.7)$$

donde  $C_{t(z)}$  es el coeficiente topográfico,  $s$  es un factor obtenido de las Figuras 6.1 y 6.2,  $\phi$  es la pendiente a barlovento  $H / L$  en la dirección del viento (Figura 6.1 y 6.2),  $L_e$  es la longitud efectiva de la pendiente a barlovento, definida en la Tabla 6.7,  $L_u$  es la longitud real de la pendiente a barlovento en la dirección del viento,  $L_d$  es la longitud real de la pendiente a sotavento en la dirección del viento,  $H$  es la altura efectiva de la colina o escarpado,  $X$  es la distancia horizontal de la estructura a la cima y  $z$  es la distancia vertical desde el nivel del terreno a la estructura.

Tabla 6.7 Valores de  $L_e$  (EN 1991-1-4, 2005)

Pendiente ( $\phi = H / L_u$ )	
Suave ( $0.05 < \phi < 0.3$ )	Pronunciada ( $\phi > 0.3$ )
$L_e = L_u$	$L_e = H / 0.3$

En valles, el coeficiente topográfico se puede tomar como 1.0, siempre que no se espere un aumento de la velocidad debido al efecto de embudo. En puentes situados en valles con laderas de gran pendiente se debe tener en cuenta cualquier aumento en la velocidad del viento debido al efecto del embudo.

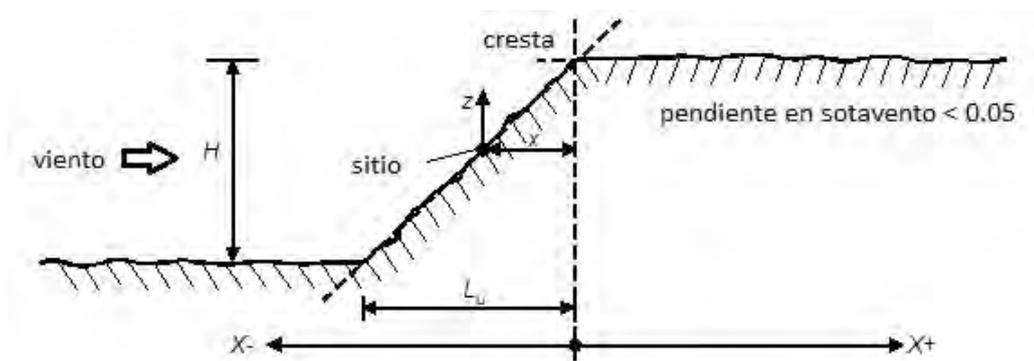


Figura 6.1a Factor  $s$  para acantilados y escarpados (EN 1991-1-4, 2005).

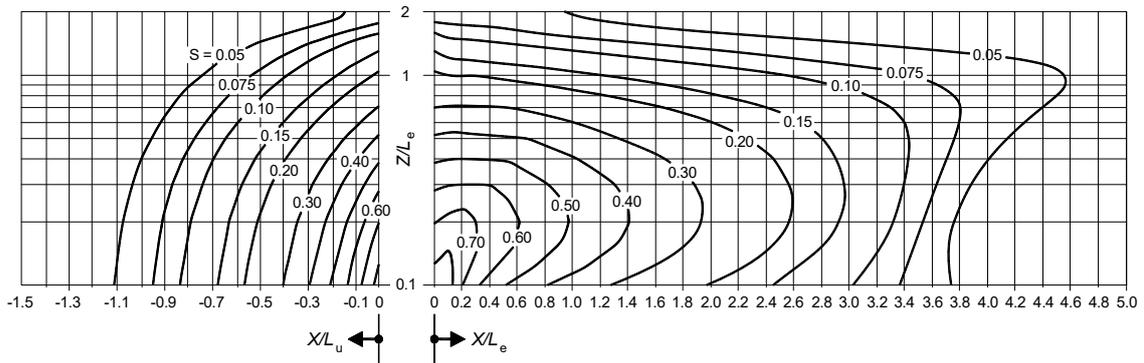


Figura 6.1b Factor  $s$  para acantilados y escarpados (EN 1991-1-4, 2005).

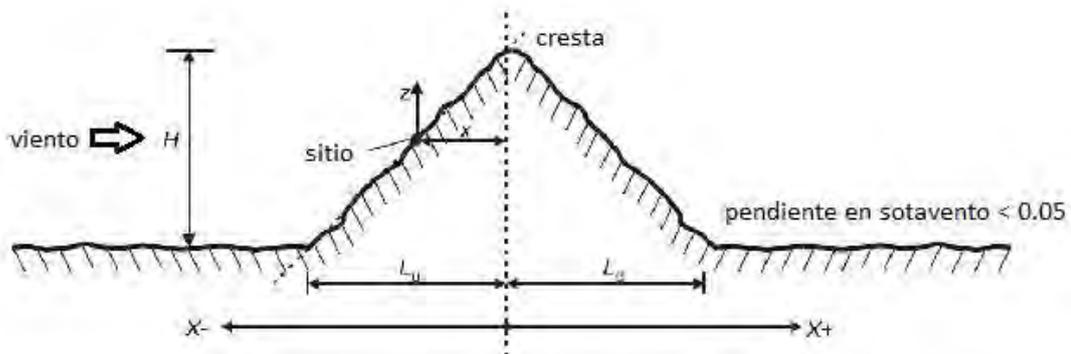


Figura 6.2a Factor  $s$  para colinas y sierras (EN 1991-1-4, 2005).

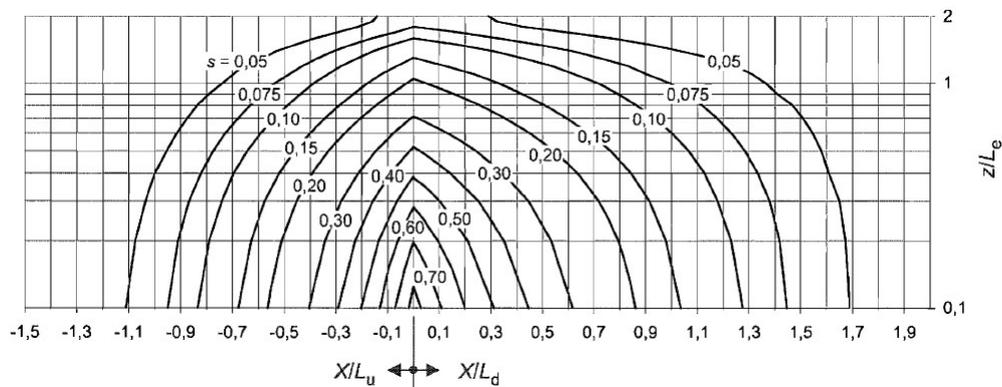


Figura 6.2b Factor  $s$  para acantilados y sierras (EN 1991-1-4, 2005).

### 6.5.2.5 COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos que la rugosidad del terreno, la topografía y la altura sobre el nivel del suelo provocan sobre la velocidad media del viento y la turbulencia. Se define por:

$$C_{e(z)} = C_{r(z)}^2 \left[ 1 + 7I_{v(z)} \right] \quad (6.8)$$



Donde  $C_{e(z)}$  es el coeficiente de exposición,  $C_{r(z)}$  es el coeficiente de rugosidad y  $I_{v(z)}$  es el índice de turbulencia. En la tabla 6.8 se muestran los valores de turbulencia de acuerdo a la rugosidad de la superficie para diferentes alturas.

Tabla 6.8 Intensidad de Turbulencia  $I_{v(z)}$  (Fujino Y, Kimura K. y Tanaka H., 2012)

Altura (m)	Rugosidad de la superficie			
	I	II	III	IV
$z \leq 10$	0.15	0.19	0.25	0.29
$10 < z \leq 20$	0.14	0.17	0.25	0.29
$20 < z \leq 30$	0.13	0.16	0.23	0.29
$30 < z \leq 40$	0.12	0.15	0.21	0.28
$40 < z \leq 50$	0.12	0.15	0.20	0.26
$50 < z \leq 70$	0.11	0.14	0.18	0.24
$70 < z \leq 100$	0.11	0.13	0.17	0.22
$100 < z \leq 200$	0.10	0.12	0.15	0.19

#### 6.5.2.6 FUERZA DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN X

Las fuerzas del viento en la cubierta en la dirección x pueden evaluarse utilizando la expresión:

$$F_x = q_D C A_{ref,x} \tag{6.9}$$

donde  $q_D$  es la presión de diseño,  $A_{ref,x}$  es el área de referencia y  $C$  es el factor de carga de viento para puentes.

El área de referencia se tomara en cuenta para casos de vigas planas, la altura total de la proyección sobre un plano vertical de todas las vigas principales, incluyendo la parte de una cornisa, banqueta o zona de acotamiento, ubicadas en la parte superior de la viga principal, más la suma de la altura correspondiente a parapetos, barreras de seguridad sobre el puente (Figura 6.3).

En caso de vigas de armaduras, la altura total de la proyección sobre un plano vertical de todos las armaduras, incluyendo la parte de una cornisa, banqueta o zona de acotamiento, ubicadas en la parte superior de la viga principal, o la proyección del contorno de la sección sólida, lo que sea menor, más una distancia correspondiente a la altura de los parapetos, barreras contra ruido, deflectores eólicos o barreras de seguridad instaladas sobre el puente.

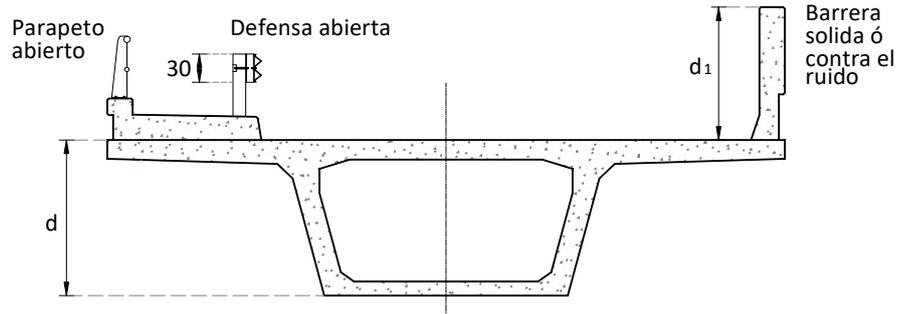


Figura 6.3 Altura de referencia para ser utilizado en el cálculo de  $A_{ref,x}$

### 6.5.2.7 FACTOR DE CARGA DE VIENTO

El factor de carga por viento  $C$  está dado por:

$$C = C_{e(z)} C_{f,x} \quad (6.10)$$

donde  $C_{e(z)}$  es el coeficiente de exposición y  $C_{f,x}$  es el coeficiente de fuerza para cuerpos estancos ya que el viento sobre el tablero es desviado únicamente a lo largo de dos lados del cuerpo, arriba y abajo del tablero. El coeficiente de fuerza  $C_{f,x}$  se puede suponer igual a 1.30 para los puentes normales, o determinado a través de la Figura 6.4.

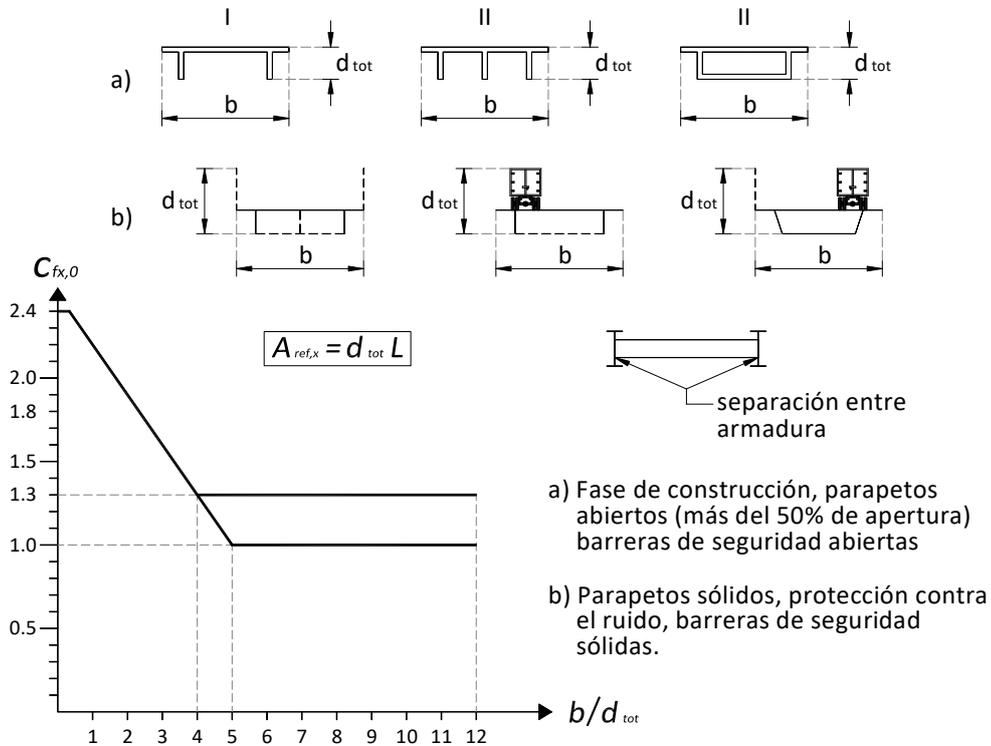


Figura 6.4 Coeficiente de fuerza para puente (EN 1991-1-4, 2005).



### 6.5.2.8 FUERZA DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN Y

Donde las fuerzas del viento longitudinales relevantes en la dirección y se puede suponer igual a 25% de las fuerzas del viento en la dirección x para puentes con vigas y 50% de las fuerzas del viento en la dirección x para puentes con armaduras.

### 6.5.2.9 FUERZA DEL VIENTO EN LA DIRECCIÓN Z

Para fuerzas verticales del viento ascendente y descendente en la dirección z se pueden determinar usando un coeficiente de fuerza  $C_{f,z}$ , que no debe ser usado para calcular las vibraciones verticales del tablero del puente.

En ausencia de pruebas de túnel de viento se recomienda utilizar un valor de  $C_{f,z} = \pm 0.9$ , este valor considera en forma global la influencia de la posibilidad de pendiente transversal en el tablero, de la pendiente del terreno y de las fluctuaciones del viento al incidir con diferentes ángulos sobre el tablero. Teniendo en cuenta los datos indicados en la Figura 6.5, los valores alternativos de  $C_{f,z}$  se pueden obtener de los diagramas presentados en la Figura 6.6. Estos diagramas son válidos en el rango de  $-10^\circ \leq \theta \leq 10^\circ$ , donde  $\theta$  es la de la inclinación de la dirección del viento en el plano vertical  $\alpha$ , y la inclinación del tablero  $\beta$ . Al utilizar los diagramas, la altura total  $d_{tot}$  puede estar limitada a la altura del tablero, sin tener en cuenta la presencia de tráfico o cualquier accesorio del puente.

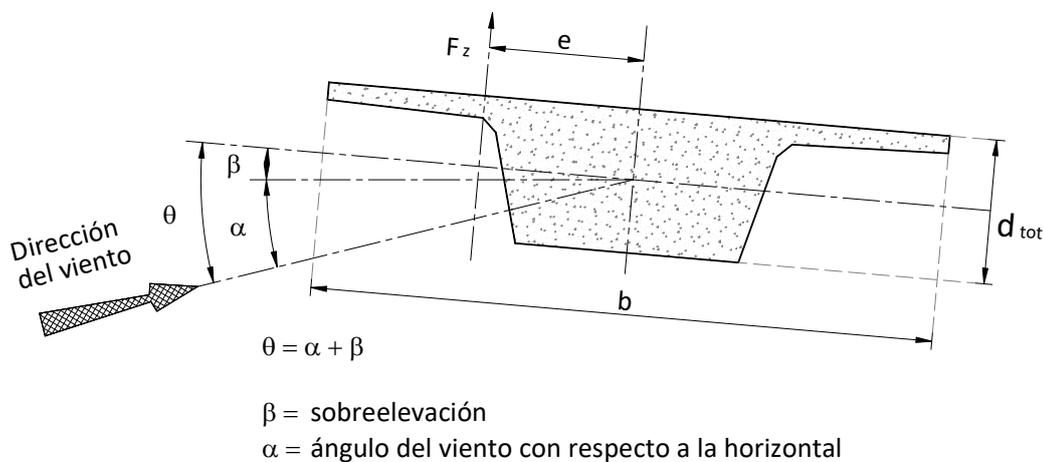


Figura 6.5 Pendiente transversal e inclinación de viento en la dirección z.

Para terrenos montañosos, cuando la cubierta del puente este a una altura de al menos 30 m por encima del suelo, y para todos los casos de terrenos planos y horizontales, el ángulo  $\alpha$  del viento con respecto a la horizontal, debido a la turbulencia, puede tomarse como  $\pm 5^\circ$ .

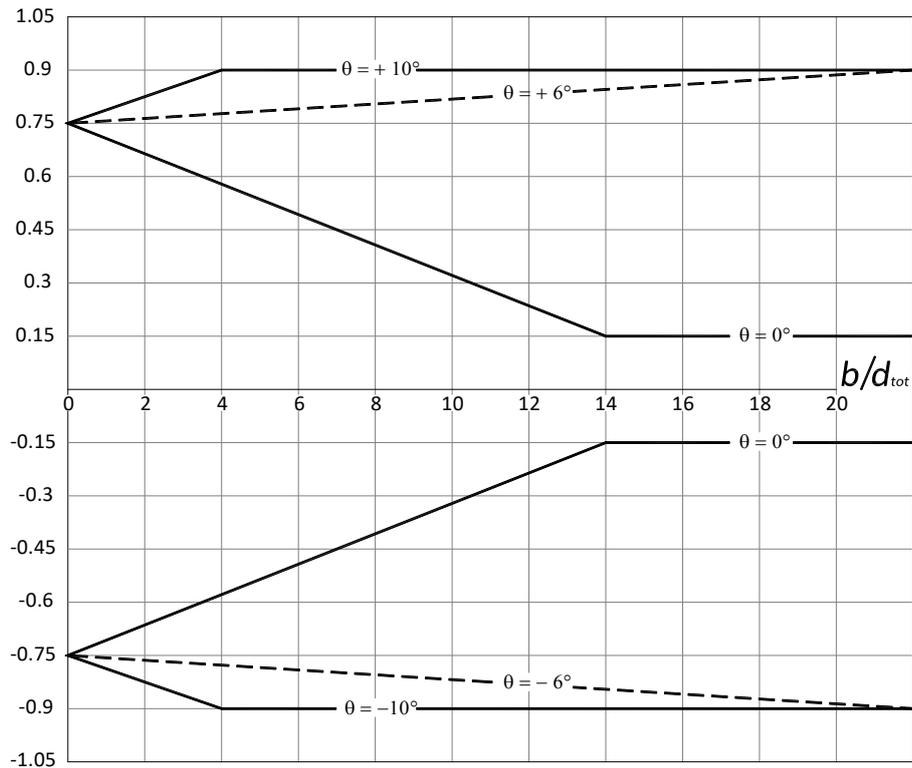


Figura 6.6 Coeficiente de fuerza, para puentes con pendiente transversal e inclinación del viento. (EN 1991-1-4, 2005)

El área de referencia  $A_{ref,z}$  debe ser igual a la zona plana del puente,  $A_{ref,z} = bL$  siendo  $b$  el ancho total y  $L$  la longitud del puente.

La fuerza vertical  $F_z$ , que es relevante sólo si es del mismo orden que la magnitud de la carga muerta, se puede considerar aplicada con una excentricidad  $e = b/4$ , mientras no se especifique lo contrario.

#### 6.5.2.10 FUERZA DEL VIENTO EN PILAS

Las acciones del viento sobre sus pilas de apoyo deben ser calculados mediante la identificación de la dirección más favorable del viento en toda la estructura para el efecto de que se trate.

Se calculara por separado las acciones del viento para situaciones transitorias durante las fases de construcción cuando no sea posible la transmisión horizontal o redistribución de las acciones del viento por el tablero. Si durante estas fases la pila puede soportar piezas de cubierta en voladizo, andamios de construcción, una posible asimetría de las acciones del viento sobre tales elementos deben tenerse en cuenta.



### 6.5.3 MÉTODO DINÁMICO

Este método es aplicable a estructuras comunes que, según su respuesta a la acción del viento, son susceptibles a los efectos dinámicos causados por ráfagas dinámicas del viento, tomando en cuenta un factor dinámico que toma en cuenta la amplificación a la respuesta dinámica.

$$F_{Dx} = F_x C_d A_{ref,x} \quad (6.11)$$

donde  $F_x$  es la fuerza que ejerce el viento en su condición estática,  $C_D$  es el factor dinámico y  $A_{ref}$  es el área de referencia en  $m^2$ .

El factor dinámico se se calcula como:

$$C_d = \frac{1 + \left[ 2g(l_{v(z)}) \sqrt{B^2 + R^2} \right]}{1 + (7l_{v(z)})} \quad (6.12)$$

donde  $g$  es el factor de pico,  $l_{v(z)}$  es la intensidad de turbulencia a la altura de referencia ( $z$ ),  $B$  es la respuesta de fondo y  $R$  es la respuesta resonante.

El factor pico se expresa como:

$$g = \sqrt{2 \ln(vt)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(vt)}} \quad (6.13)$$

donde  $t_{600s}$  es el tiempo de promediación de la velocidad delo viento y  $v$  es la frecuencia esperada en (Hz), definida como:

$$v = f_n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad (6.14)$$

donde  $f_n$  la frecuencia natural de vibración de la estructura en la dirección del viento (Hz).

Los factores  $B^2$  y  $R^2$  permiten tomar en cuenta la falta de correlación de la presión en las superficies de la estructura y el efecto de la turbulencia local del viento en resonancia con el modo de vibración de la estructura.

El factor de respuesta de fondo,  $B^2$ , se calcula con:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left( \frac{b+h}{L_{(z_e)}} \right)^{0.63}} \quad (6.15)$$



donde  $b$  es el ancho de la estructura (m),  $h$  la altura de la estructura (m), y  $L_{(z_e)}$  es la longitud de la escala de turbulencia a la altura de referencia ( $z = z_e$ ).

La longitud de escala de turbulencia representa el tamaño promedio de las ráfagas del viento. Para alturas ( $z$ ) menores que 300 m, puede calcularse con:

$$L_{(z_e)} = 200 \left( \frac{z_e}{200} \right)^\varepsilon \quad \text{Para } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \quad (6.16)$$

$$L_{(z_e)} = 200 \left( \frac{z_{\min}}{200} \right)^\varepsilon \quad \text{Para } z \leq z_{\min} \quad (6.17)$$

$$L_{(z_e)} = 200 \quad \text{Para } z > 200 \text{ m} \quad (6.18)$$

donde  $\varepsilon$  y  $z_{\min}$  se encuentran en la tabla 6.6.

La parte de respuesta resonante  $R^2$  se define como:

$$R^2 = \frac{\pi}{2\delta} R_N (R_h) R_b \quad (6.19)$$

donde  $\delta$  es el decremento logarítmico de la atenuación de la vibración en la dirección del viento,  $R_N$  es la función adimensional de la densidad espectral de potencia  $R_h$  y  $R_b$  son las funciones de admitancia aerodinámica

Tabla 6.9 Amortiguamiento mecánico - decremento logarítmico.  
(Fujino Y, Kimura K. y Tanaka H., 2012)

Modo de vibrar y componente estructural		Decremento logarítmico	
		Vibración en flexión	Vibración en torsión
Vibración del tablero, modo dominante	Rigidizado por armaduras	0.03	0.03 (puede ser 0.02 para claros de 500-600m o menos)
Vibración de la torre en el modo dominante	Sección transversal cerrado (tubular)	0.02	0.02
	Sistema torre-cable	0.02	0.02
	Punta de la torre	0.01	0.01
Sistema de cables de atirantamiento, en su modo dominante		0.003	--
Sistema de torones de puentes colgantes en su modo dominante		0.003	--



La densidad espectral de potencia se define como:

$$R_N = \frac{6.8Nx}{(1+(10.2Nx))^{5/3}} \quad (6.20)$$

con

$$Nx = \frac{f_n L_{(z_e)}}{V_m(z_e)} \quad (6.21)$$

Las funciones de admitancia aerodinámica  $R_h$  y  $R_b$  para desplazamiento uniforme se expresan en términos de la función

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2}(1 - e^{-2\eta_h}) \quad \text{donde} \quad \eta_h = \frac{4.6(h)Nx}{L_{(z_e)}} \quad (6.22)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2}(1 - e^{-2\eta_b}) \quad \text{donde} \quad \eta_b = \frac{4.6(b)Nx}{L_{(z_e)}} \quad (6.23)$$

### 6.5.3.1 INESTABILIDAD AERODINÁMICA

Aunque la carga de viento de este modo ya definido incluye los efectos dinámicos de la ráfaga de viento, la seguridad de un puente y sus elementos estructurales contra las vibraciones inducidas por el viento, como el flutter o vibraciones inducidas por vórtices requerirían una atención aparte para algunos puentes. Los puentes deben estar diseñados para estar libres de divergencia y agitación catastrófica hasta 1.2 veces la velocidad del viento de diseño aplicable a la altura de la cubierta del puente.

De acuerdo a la configuración del tablero del puente en la Tabla 6.10 se muestran las condiciones en las que se considera necesario el diseño resistente al viento dinámico y los posibles problemas de inestabilidad a presentarse.

Tabla 6.10 Condiciones en que son posibles las vibraciones inducidas por el viento (WRDM, 2002)

Tipos de Puentes		Condiciones	Fenómenos posibles	
Puentes Suspendidos y / o atirantados	Vigas de celosía	$L \cdot V_D / B > 350$	Vibraciones divergentes en torsión	
	Vigas Nervadas	Sección transversal abierta	$L \cdot V_D / B > 350$	Vibraciones divergentes en torsión
			$L \cdot V_D / B > 330$ y	vibraciones divergentes en flexión
		$B / d < 5$ y		
		$I_v < 0.15$ y		
puentes de acero				



Tabla 6.10 Condiciones en que son posibles las vibraciones inducidas por el viento (continuación)

Tipos de Puentes		Condiciones		Fenómenos posibles
Puentes Suspendidos y / o atirantados	Vigas Nervadas	Sección transversal abierta	$L \cdot V_D / B > 200$ y	Vibración inducida por vórtices
			$I_v < 0.20$	
		Sección transversal cerrada	$L \cdot V_D / B > 520$	Vibraciones divergentes en torsión
			$L \cdot V_D / B > 330$ y	vibraciones divergentes en flexión
			$B / d < 5$ y	
			$I_v < 0.15$ y	
			puentes de acero	
$L \cdot V_D / B > 200$ y	Vibración inducida por vórtices			
$I_v < 0.20$				
Puentes de vigas de acero	Placa o viga cajón	$L \cdot V_D / B > 330$ y	Vibraciones divergentes en flexión	
		$B / d < 5$ y		
		$I_v < 0.15$		
		$L \cdot V_D / B > 200$ y	Vibración inducida por vórtices en flexión	
		$I_v < 0.20$		

### 6.5.3.2 GALLOPING

Este problema de inestabilidad generalmente ocurre en construcciones esbeltas con secciones transversales como las rectangulares o con una cara plana expuesta al viento. Bajo ciertas condiciones, esas estructuras pueden presentar importantes desplazamientos transversales al flujo del viento.

La velocidad crítica (para puentes con claros hasta de 300 m) a la cual se da este tipo de inestabilidad es:

Para un ángulo de ataque igual a cero

$$V_{crit} = 8(f_h)B \quad (6.24)$$

Para un ángulo de ataque positivo

$$V_{crit} = 4(f_h)B \quad (6.25)$$

donde,  $f_h$  es la frecuencia natural del primer modo en flexión en Hz y  $B$  es el ancho de la sección del puente en m.

### 6.5.3.3 FLUTTER

Este fenómeno de inestabilidad se manifiesta cuando se acoplan dos grados de libertad, por ejemplo flexión y torsión, produciendo oscilaciones de magnitud importante y crecientes.



La velocidad crítica (para puentes con claros hasta de 300 m) a la cual se da este tipo de inestabilidad es:

$$V_{crit} = 2.5(f_{\theta})B \tag{6.26}$$

donde,  $f_{\theta}$  es la frecuencia natural del primer modo en torsión en Hz y  $B$  es el ancho de la sección del puente en m.

**6.5.3.4 VIBRACIÓN INDUCIDA POR VÓRTICES**

**6.5.3.4.1 FLEXIÓN VERTICAL**

$$v_{cvh} = 2.0f_h \cdot B > v_D \tag{6.27}$$

donde,  $f_h$  es la frecuencia natural del primer modo en flexión en Hz y  $B$  es el ancho de la sección del puente en m.

**6.5.3.4.2 EN TORSIÓN**

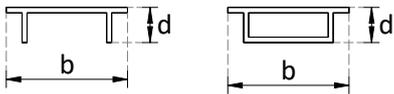
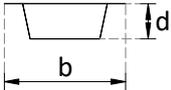
$$v_{cv\theta} = 1.33f_{\theta} \cdot B > v_D \tag{6.28}$$

donde,  $f_{\theta}$  es la frecuencia natural del primer modo en torsión en Hz y  $B$  es el ancho de la sección del puente en m.

Para evitar las vibraciones generadas por las fuerzas alternantes debidas al desprendimiento de vórtices, la velocidad de diseño deberá estar alejada de la Velocidad Crítica del Viento a la cual se igualan la frecuencia del desprendimiento de remolinos y la frecuencia natural de la estructura.

$$V_{crit} = \frac{d(f_n)}{St} \tag{6.29}$$

Donde,  $d$  es el ancho normal a la dirección del viento en m,  $f_n$  es la frecuencia natural del modo fundamental de vibración de la sección y  $St$  es el número de Strouhal.

Sección	Condición	$St$
	$b/d \leq 5$	0.154
	$5 < b/d < 10$	$\frac{1}{\left(1.1 * \frac{b}{d}\right) + 1}$
	$b/d \geq 10$	0.083



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# CAPÍTULO 7

## APLICACIÓN DE LA PROPUESTA

### 7.1 INTRODUCCIÓN

El puente San Cristóbal por ser un puente con un claro importante y tener una sección semirrígida, además de estar localizado en una zona donde se presentan vientos considerablemente altos y por el método de construcción, se considerará como ejemplo de aplicación de la propuesta para el Diseño Eólico descrito en el Capítulo 6 al modelo del puente San Cristóbal ubicado en la carretera de cuota Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal, en el estado de Chiapas, a la altura del kilómetro 24+921, con origen del cadenamamiento en el entronque Chiapa de Corzo. Las propiedades y características del puente San Cristóbal se encuentran expresadas en el Capítulo 3, en la Figura 7.1 se muestran las secciones que presenta el puente.

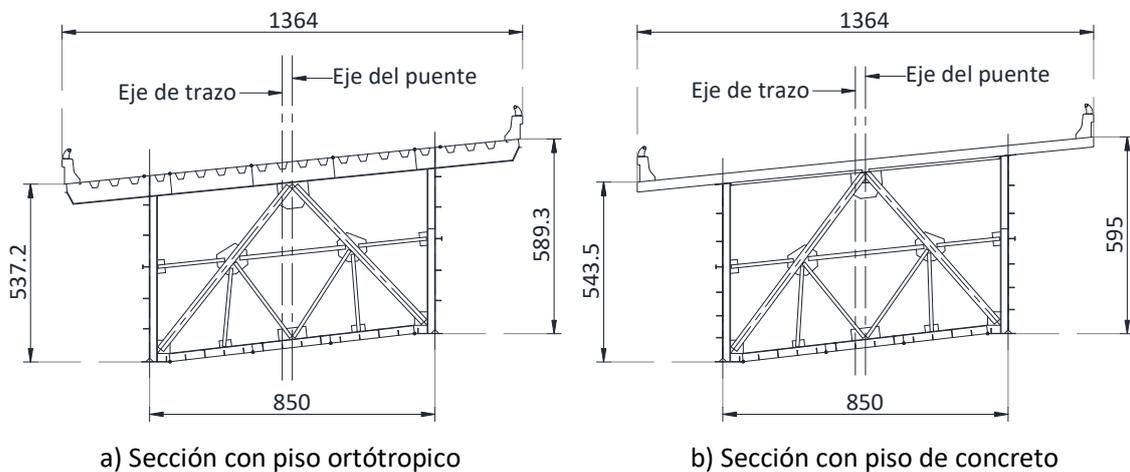


Figura 7.1 Superestructura sección transversal del puente San Cristóbal

El periodo de retorno que se utiliza es de 200 años por lo que la velocidad del viento de referencia correspondiente a la zona donde se encuentra el puente San Cristóbal es  $v_{ref} = 24.92 \text{ m/s}$ .

El modelo del puente San Cristóbal en su etapa final antes de colocar la dovela de cierre exhibe una frecuencia natural ( $f_n$ ) de  $f_n = 0.631 \text{ Hz}$  y un periodo natural de vibración ( $T_n$ ) de  $T_n = 1.583 \text{ s}$ , en el



primer modo de vibrar de la estructura. En la tabla 7.1 se muestra el periodo que presenta la estructura en sus primero diez modos de vibrar.

Tabla 7.1 Periodos y Frecuencias de vibrar del puente San Cristóbal

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Periodo - $T_n$ (s)	1.583	1.033	0.451	0.364	0.322	0.254	0.210	0.191	0.189	0.189
Frecuencia - $f_n$ (Hz)	0.631	0.968	2.215	2.746	3.108	3.941	4.756	5.233	5.290	5.297
Modo de vibrar	V	T	Tr	V	Tr	V	Tr	N	N	N

V = Vertical

T = Transversal

Tr = Torsión

N = No se aprecia

Para el modelo del puente San Cristóbal completo, este cuenta con una frecuencia natura ( $f_n$ ) de  $f_n = 0.631$  Hz y un periodo natural de vibración ( $T_n$ ) de  $T_n = 1.583$ s, en el primer modo de vibrar de la estructura. En la tabla 7.2 se muestra el periodo que presenta la estructura en sus primero diez modos de vibrar.

Tabla 7.2 Periodos y Frecuencias de vibrar del puente San Cristóbal

Modos	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Periodo - $T_n$ (s)	1.117	0.579	0.570	0.520	0.493	0.400	0.355	0.345	0.304	0.297
Frecuencia - $f_n$ (Hz)	0.895	1.728	1.753	1.922	2.030	2.502	2.817	2.902	3.286	3.371
Modo de vibrar	V-S	T-S	T-A	V-A	V-A	Tr-S	V-A	Tr-S	V-S	N

Donde:

V-S = Vertical - Simétrico

T-S = Transversal - Simétrico

Tr-S = Torsión - Simétrico

V-A = Vertical - Asimétrico

T-A = Transversal - Asimétrico

Tr-A = Torsión - Asimétrico

N = No se aprecia

## 7.2 APLICACIÓN DEL MÉTODO ESTÁTICO

Las presiones generadas por el viento estático se calculan a través de la ecuación:

$$q_D = \frac{1}{2} \rho V_D^2 \quad (7.1)$$

donde  $\rho$  es la densidad del aire considerado como  $1.25 \text{ kg/m}^3$ ,  $V_D$  es la velocidad de diseño del viento tomada en m/s, dado por la ecuación:



$$V_D = C_{r(z)} \left( C_{t(z)} \right) V_{ref} \quad (7.2)$$

donde  $V_D$  es la velocidad de diseño del viento,  $C_{r(z)}$  es el coeficiente de rugosidad,  $C_{t(z)}$  es el coeficiente de topografía y  $V_{ref}$  es la velocidad del referencia del viento. La velocidad del viento de referencia correspondiente a la zona es  $V_{ref} = 24.92 \text{ m/s}$ .

El coeficiente de rugosidad ( $C_{r(z)}$ ) se define por la ecuación (7.3):

$$C_{r(z)} = \begin{cases} k_r(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{si } z_{min} < z \leq 200\text{m} \\ c_r(z_{min}) & \text{si } z_{min} \geq z \end{cases} \quad (7.3)$$

donde  $k_i$  está el factor de turbulencia, por lo general se establece en 1.0. En la ecuación (7.3), el factor del terreno ( $k_r$ ), la longitud de la rugosidad ( $z_0$ ) y la altura mínima ( $z_{min}$ ) dependen de la categoría del terreno.

El puente San Cristóbal está situado en una zona de campo abierto montañoso con numerosas obstrucciones, de acuerdo a la categoría definidas en el Capítulo 6 se encuentra en un terreno categoría tipo III. Para tal categoría de la tabla 6.6 se obtienen que  $z_0 = 0.3 \text{ m}$  y  $z_{min} = 5 \text{ m}$ , el factor de terreno  $k_r = 0.22$ .

Por lo tanto el coeficiente de exposición  $C_{r(z)}$  es:

$$C_{r(z)} = 0.22 \ln\left(\frac{200\text{m}}{0.3\text{m}}\right) = 1.43 \quad (7.4)$$

El Coeficiente de topografía  $[C_{t(z)}]$  toma en cuenta las variaciones locales significativas en la topografía del lugar, se toma igual a 1.0.

Por lo que la velocidad de diseño  $V_D$  es:

$$V_D = 1.43(1)24.92 = 35.64 \text{ m/s} \quad (7.5)$$

Las presiones generadas por el viento estático es:

$$q_D = \frac{1}{2} 1.25 (35.64^2) = 793.88 \text{ N/m}^2 \quad (7.6)$$

La fuerza del viento ejercida en la dirección X se obtiene con la siguiente ecuación:



$$F_x = q_D C A_{ref,x} \quad (7.7)$$

donde  $q_D$  es la presión de diseño,  $A_{ref}$  es el área de referencia y  $C$  es el factor de carga de viento para puentes y se define con la ecuación:

$$C = C_{e(z)} C_{f,x} \quad (7.8)$$

donde  $C_{e(z)}$  es el coeficiente de exposición y  $C_{f,x}$  es el coeficiente de fuerza para cuerpos estancos ya que el viento sobre el tablero es desviado únicamente a lo largo de dos lados del cuerpo, arriba y abajo del tablero.

El coeficiente de exposición  $C_{e(z)}$  se define como:

$$C_{e(z)} = C_{r(z)}^2 \left[ 1 + 7 I_{v(z)} \right] \quad (7.9)$$

donde  $I_{v(z)}$  es el índice de turbulencia que se obtiene de la tabla 6.8, de acuerdo a la categoría del tipo de terreno y la altura de referencia que para el ejemplo el valor es de 0.15.

Por lo tanto el coeficiente de exposición  $C_{e(z)}$  es:

$$C_{e(z)} = 1.43^2 \left[ 1 + 7(0.15) \right] = 4.19 \quad (7.10)$$

El coeficiente de fuerza  $C_{f,x}$  se puede considerar con un valor de 1.3 u obtenerlo de la Figura 6.4 de acuerdo a la relación ancho/espesor del tablero que para el ejemplo nos arroja un valor de 1.84; por lo que el factor de carga de viento para puentes es:

$$C = 4.19(1.84) = 7.71 \quad (7.11)$$

La fuerza del viento ejercida en la dirección X es:

$$F_x = 793.88(7.71) A_{ref,x} = 6120.81 A_{ref,x} N / m^2 \quad (6.12)$$

La fuerza del viento ejercida en la dirección Z se obtiene con la siguiente ecuación:

$$F_z = q_D C A_{ref,z} \quad (6.13)$$

Para el cálculo del factor de carga de viento para puentes se empleara además del coeficiente de exposición  $C_{e(z)}$ , el coeficiente de fuerza  $C_{f,z}$  que se obtiene de la Figura 6.6 de acuerdo a la relación ancho/espesor del tablero, o en su caso, a falta de datos con un valor de  $\pm 0.9$ , para el paso del puente San Cristóbal el valor obtenido en la Figura 6.6 es de  $\pm 0.66$ ; por lo que el factor de carga de viento para puentes es:



$$C = 4.19(\pm 0.66) = \pm 2.76 \quad (7.14)$$

El signo se determinara para la situación más desfavorable, por lo cual  $F_z$  es:

$$F_z = (\pm 2.76) A_{ref,x} = \pm 2203.39 A_{ref,x} N / m^2 \quad (7.15)$$

Aplicado con una excentricidad ( $e$ ), con respecto al eje longitudinal del puente

$$e = \frac{b}{4} = \frac{13.64 \text{ m}}{4} = 3.41 \text{ m} \quad (7.16)$$

### 7.3 APLICACIÓN DEL MÉTODO DINÁMICO

Las presiones generadas por el viento dinámico se obtienen para la etapa final antes de colocar la dovela de cierre, presentando también los valores obtenidos en la etapa del puente completo. Estas presiones se calculan tomando en cuenta un factor dinámico que toma en cuenta la amplificación a la respuesta dinámica, a través de la ecuación:

$$F_{Dx} = F_x C_d A_{ref,x} \quad (7.17)$$

donde  $F_x$  es la fuerza que ejerce el viento en su condición estática,  $C_D$  es el factor dinámico y  $A_{ref}$  es el área de referencia en  $m^2$ .

El factor dinámico se se calcula como:

$$C_d = \frac{1 + \left[ 2g(l_{v(z)})\sqrt{B^2 + R^2} \right]}{1 + (7l_{v(z)})} \quad (7.18)$$

donde  $g$  es el factor de pico,  $l_{v(z)}$  es la intensidad de turbulencia a la altura de referencia ( $z$ ),  $B$  es la respuesta de fondo y  $R$  es la respuesta resonante.

El factor pico se expresa como:

$$g = \sqrt{2 \ln(vt)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln(vt)}} \quad (6.19)$$

donde  $t_{600s}$  es el tiempo de promediación de la velocidad del viento y  $\nu$  es la frecuencia esperada en (Hz), definida como:

$$\nu = f_n \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \quad (7.20)$$



donde  $f_n$  la frecuencia natural de vibración de la estructura en la dirección del viento (Hz).

Los factores  $B^2$  y  $R^2$  permiten tomar en cuenta la falta de correlación de la presión en las superficies de la estructura y el efecto de la turbulencia local del viento en resonancia con el modo de vibración de la estructura.

El factor de respuesta de fondo,  $B^2$ , se calcula con:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left( \frac{b+h}{L_{(z_e)}} \right)^{0.63}} \quad (7.21)$$

donde  $b$  es el ancho de la estructura (m),  $h$  la altura de la estructura (m), y  $L_{(z_e)}$  es la longitud de la escala de turbulencia a la altura de referencia ( $z = z_e$ ).

La longitud de escala de turbulencia representa el tamaño promedio de las ráfagas del viento. Para alturas ( $z$ ) menores que 200 m, puede calcularse con:

$$L_{(z_e)} = 200 \left( \frac{z_e}{200} \right)^\varepsilon \quad \text{Para } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \quad (7.22)$$

$$L_{(z_e)} = 200 \left( \frac{z_{\min}}{200} \right)^\varepsilon \quad \text{Para } z \leq z_{\min} \quad (7.23)$$

$$L_{(z_e)} = 200 \quad \text{Para } z > 200 \text{ m} \quad (7.24)$$

donde  $\varepsilon$  y  $z_{\min}$  se encuentran en la tabla 6.6 del Capítulo 6.

La parte de respuesta resonante  $R^2$  se define como:

$$R^2 = \frac{\pi}{2\delta} R_N (R_h) R_b \quad (7.25)$$

donde  $\delta$  es el decremento logarítmico de la atenuación de la vibración en la dirección del viento y se obtiene de la tabla 6.9,  $R_N$  es la función adimensional de la densidad espectral de potencia  $R_h$  y  $R_b$  son las funciones de admitancia aerodinámica y se definen por las ecuaciones 7.28 y 7.29.

La densidad espectral de potencia se define como:

$$R_N = \frac{6.8Nx}{(1 + (10.2Nx))^{5/3}} \quad (7.26)$$

donde:



$$Nx = \frac{f_n L(z_e)}{V_m(z_e)} \quad (7.27)$$

Las funciones de admitancia aerodinámica  $R_h$  y  $R_b$  para desplazamiento uniforme se expresan en términos de la función

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad \text{donde} \quad \eta_h = \frac{4.6(h)Nx}{L(z_e)} \quad (7.28)$$

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad \text{donde} \quad \eta_b = \frac{4.6(b)Nx}{L(z_e)} \quad (7.29)$$

Los coeficientes  $\eta_h$  y  $\eta_b$  son frecuencias reducidas, en función de la frecuencia natural de vibración  $n_{1,x}$  en la dirección del viento. La frecuencia natural  $n_{1,x}$  del puente San Cristóbal como se reporta en la tabla 7.1 en el sentido del flujo del viento es de 0.968 Hz y se encuentra a una altura de referencia  $z_e$  de 200 m y se encuentra en un terreno de categoría III de acuerdo a la tabla 6.6,  $\varepsilon$  tiene un valor de 0.37; por lo que la longitud de escala de turbulencia es:

$$L(z_e) = 200 \quad (7.30)$$

Por lo tanto:

$$Nx = \frac{0.968(200)}{24.92} = 7.77 \quad (7.31)$$

Calculando los coeficientes  $\eta_h$  y  $\eta_b$ , tomando en cuenta que el tablero tiene una altura  $h = 6.315$  m y una base  $b = 13.64$  m; se tiene que:

$$\eta_h = \frac{4.6(6.315)7.77}{200} = 1.10 \quad (7.32)$$

$$\eta_b = \frac{4.6(13.64)7.77}{200} = 2.44 \quad (7.33)$$

Las funciones de admitancia aerodinámica  $R_h$  y  $R_b$  son:

$$R_h = \frac{1}{1.10} - \frac{1}{2(1.10)^2} (1 - e^{-2(1.10)}) = 0.54 \quad (7.34)$$

$$R_b = \frac{1}{2.44} - \frac{1}{2(2.44)^2} (1 - e^{-2(2.44)}) = 0.54 \quad (7.35)$$

La densidad espectral de potencia de la ecuación 7.26, es:



$$R_N = \frac{6.8(7.77)}{(1 + [10.2(7.77)])^{5/3}} = 0.03 \quad (7.36)$$

La parte de respuesta resonante  $R^2$  para un decremento logarítmico  $\delta = 0.03$  valor obtenido de la tabla 6.9 del Capítulo 6; es:

$$R^2 = \frac{\pi}{2(0.03)} 0.03(0.54)0.33 = 0.32 \quad (7.37)$$

De la ecuación 7.21 obtenemos el factor de respuesta de fondo,  $B^2$ , y tiene un valor de:

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left( \frac{13.64 + 6.315}{200} \right)^{0.63}} = 0.16 \quad (7.38)$$

Con los valores obtenidos de la parte de respuesta resonante  $R^2$  y el factor de respuesta de fondo  $B^2$ , se calcula el valor de la frecuencia esperada  $\nu$  expresada en la ecuación 7.20.

$$\nu = 0.968 \sqrt{\frac{0.32}{0.16 + 0.32}} = 0.79 \quad (7.39)$$

Calculando el factor pico  $g$ , es igual a:

$$g = \sqrt{2 \ln [0.79(600)]} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \ln [0.79(600)]}} = 3.68 \quad (7.40)$$

Por lo cual el valor para el factor dinámico  $C_d$  es:

$$C_d = \frac{1 + [2(3.68)(0.15)\sqrt{0.16 + 0.32}]}{1 + [7(0.15)]} = 1.69 \quad (7.41)$$

Como la fuerza que ejerce el viento en su condición estática en la dirección X  $F_x = 6120.81 N / m^2$ ; Las fuerza que ejerce el viento en su condición dinámica es:

$$F_{Dx} = 6120.81(1.69)A_{ref,x} = 10344.2A_{ref,x} N / m^2 \quad (7.42)$$

Y en la dirección Z donde la fuerza que ejerce el viento en su condición estática donde tiene un valor de  $F_z = 2203.39 N / m^2$ , el valor es:

$$F_{Dz} = 2203.39(1.69)A_{ref,x} = 3723.73A_{ref,x} N / m^2 \quad (7.43)$$



El valor del factor dinámico  $C_d$  para la condición del modelo del puente San Cristóbal completo es:

$$C_d = 1.50 \quad (7.44)$$

Como la fuerza que ejerce el viento en su condición estática en la dirección X  $F_x = 6120.81 N / m^2$ ; Las fuerza que ejerce el viento en su condición dinámica es:

$$F_{Dx} = 6120.81(1.50) A_{ref,x} = 9181.22 A_{ref,x} N / m^2 \quad (7.45)$$

Y en la dirección Z donde la fuerza que ejerce el viento en su condición estática donde tiene un valor de  $F_z = 2203.39 N / m^2$ , el valor es:

$$F_{Dz} = 2203.39(1.50) A_{ref,x} = 3305.09 A_{ref,x} N / m^2 \quad (7.46)$$

Se puede observar que valor del factor dinámico  $C_d$  para la condición del puente en la etapa final antes de colocar la dovela de cierre con respecto a la condición del puente completo, es de 21.5 % más; esto debido a que la frecuencia que presenta el modelo en la etapa final antes de colocar la dovela de cierre es menor a la del modelo en la etapa completa, debido a la poca rigidez que presenta la sección del puente en la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre.

#### 7.4 APLICACIÓN DE LAS PRESIONES OBTENIDAS

Los valores que se obtienen de las presiones ejercidas por el viento en su condición estática y dinámica utilizando la metodología propuesta en el Capítulo 6, se aplican a dos modelos del puente San Cristóbal realizado en el programa Sap2000 (Versión 16), un modelo en la etapa constructiva antes de la colocación de la dovela de cierre (Figura 7.1) y un segundo modelo del puente completo (figura 7.1), para realizar una análisis estático con una combinación de carga de peso propio (P.p.) más presión del viento horizontal y vertical (Figura 7.3) y una análisis con las presiones dinámicas en una combinación de carga de peso propio (P.p.) más presión del viento horizontal y vertical (Figura 7.3); se obtienen los desplazamientos que se generan en la estructura por esta combinación de cargas.

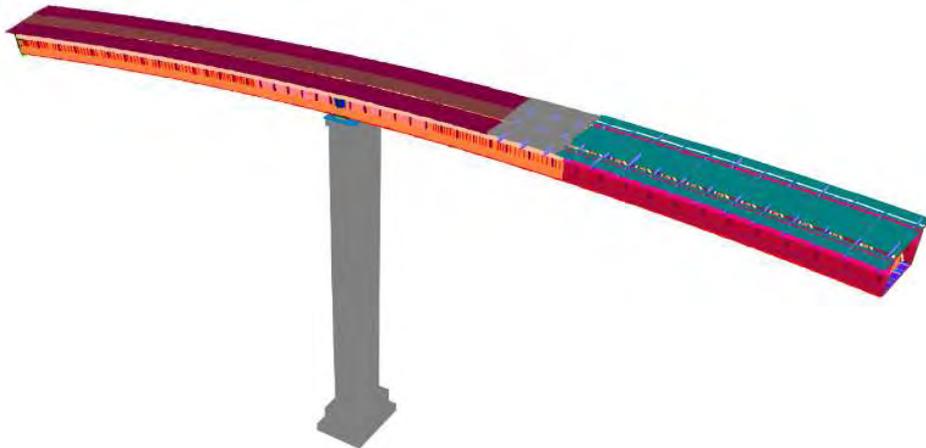


Figura 7.1 Modelo del puente San Cristóbal en su etapa previa a la colocación de la dovela de cierre.

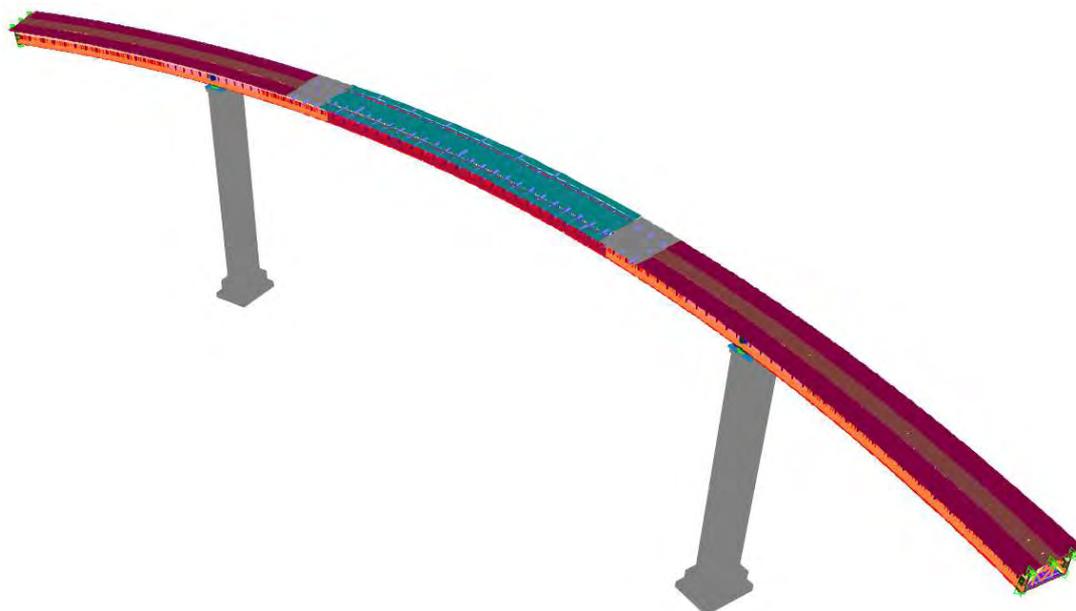


Figura 7.2 Modelo del puente San Cristóbal etapa final.

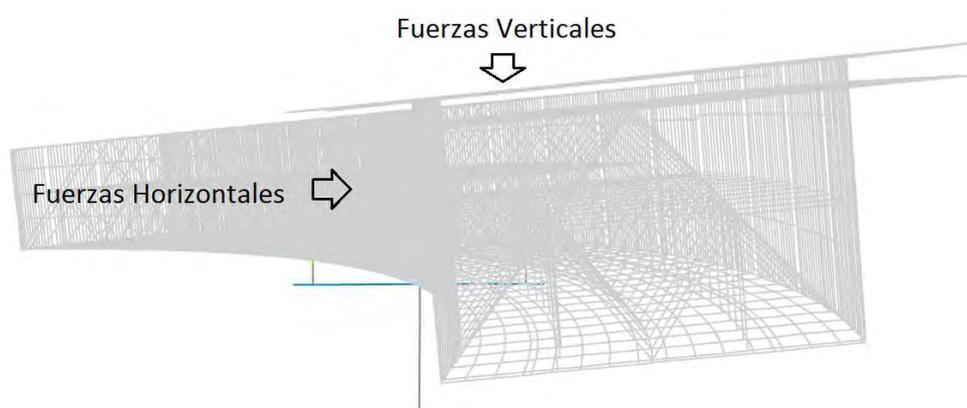


Figura 7.3 Presiones aplicadas al modelo

#### 7.4.1 RESULTADOS

Aplicando las presiones del viento obtenidas para las condiciones estáticas y dinámicas al modelo del puente San Cristóbal en la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y realizando un análisis estático para las combinaciones de carga de peso propio (P.p.) y peso propio más presión del viento horizontal y vertical (P.p. + P.v.), se obtienen los desplazamientos que se generan en la estructura por estas combinaciones de cargas, que se muestran en la Tabla 7.3.



Tabla 7.3 Desplazamientos en la estructura en la etapa de lanzado del puente San Cristóbal

Combinación de Cargas		Desplazamientos (mm)								
		Punto (A)			Punto (B)			Punto (C)		
		U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)
Peso propio (P.p.)		0	0	0	-2	-1	-1	-6	-6	-481
V. Estático	P.p. + P.v.	0	0	0	20	7	-1	116	12	-703
V. Dinámico	P.p. + P.v.	-1	0	0	36	13	-1	201	24	-864

Estos desplazamientos se obtienen de los puntos localizados en la parte superior de la superestructura sobre el eje de la trabe exterior de la sección (Figura 7.4), en las zonas donde se ubican la pinza de lanzado (punto A), la pila de apoyo (punto B) y el extremo de la superestructura en cantiléver (punto C) (Figura 7.5), correspondiente a esta etapa constructiva del puente.

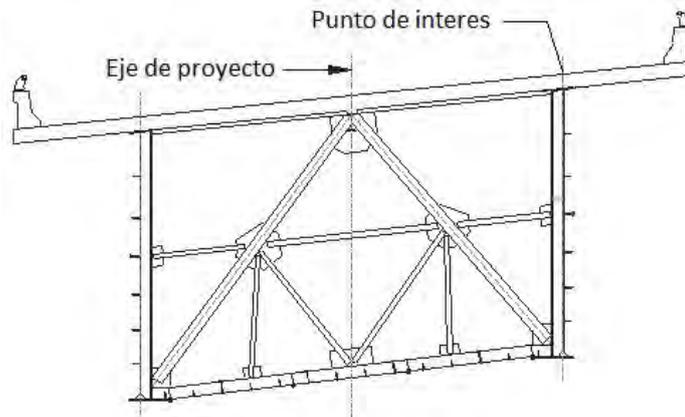


Figura 7.4 Sección transversal – Puente San Cristóbal

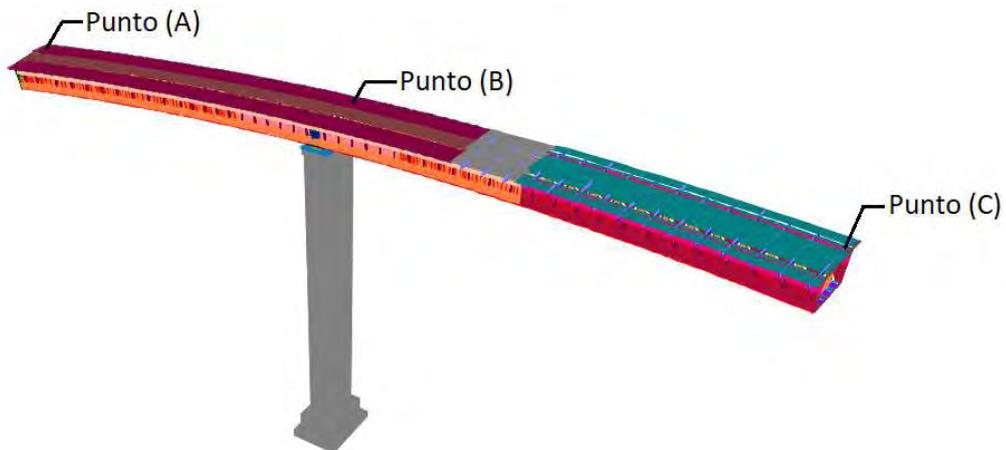


Figura 7.5 Zonas de interés del modelo del puente San Cristóbal en la etapa de lanzado



En la Tabla 7.3 se puede observar que en la combinación de carga por peso propio (P.P), se presentan desplazamientos de 1 mm en la dirección transversal, longitudinal y vertical en el punto B del puente y desplazamientos de -6 mm en la dirección transversal y longitudinal y -468 mm en la dirección vertical del puente en el punto C. En la combinación de carga por peso propio más presiones de viento en su condición estática (P.p. + P.v.); los desplazamiento generados por las presiones de viento en su condición estática nulas para el punto A del puente, en el punto B los desplazamientos que se presentan son de 20 mm en la dirección transversal, 7 mm en la dirección longitudinal y de -1 mm en dirección vertical y desplazamientos de 116 mm en la dirección transversal, 12 mm en la dirección longitudinal y -703 mm en la dirección vertical en el punto C del puente.

Los desplazamientos por la presiones de viento en su condición dinámica son de -1 mm en la dirección transversal y nulas en la dirección longitudinal y vertical para el punto A del puente, en el punto B los desplazamientos que se presentan son de 36 mm en la dirección transversal, 13 mm en la dirección longitudinal y -1 mm en dirección vertical y desplazamientos de 201 mm en la dirección transversal, 24 mm en la dirección longitudinal y -864 mm en la dirección vertical en el punto C del puente.

Realizando el mismo procedimiento de aplicación de las presiones obtenidas para las condiciones estáticas y dinámicas, a el modelo del puente San Cristóbal en la etapa completa y realizando un análisis estático para las combinaciones de carga de peso propio (P.p.) y peso propio más presión del viento horizontal y vertical (P.p. + P.v.), obtenemos los desplazamientos que se generan en el modelo por estas combinaciones de cargas, estos desplazamientos se muestran en la Tabla 7.4, para los puntos de A, B, C, D y E del modelo (Figura 3.19).

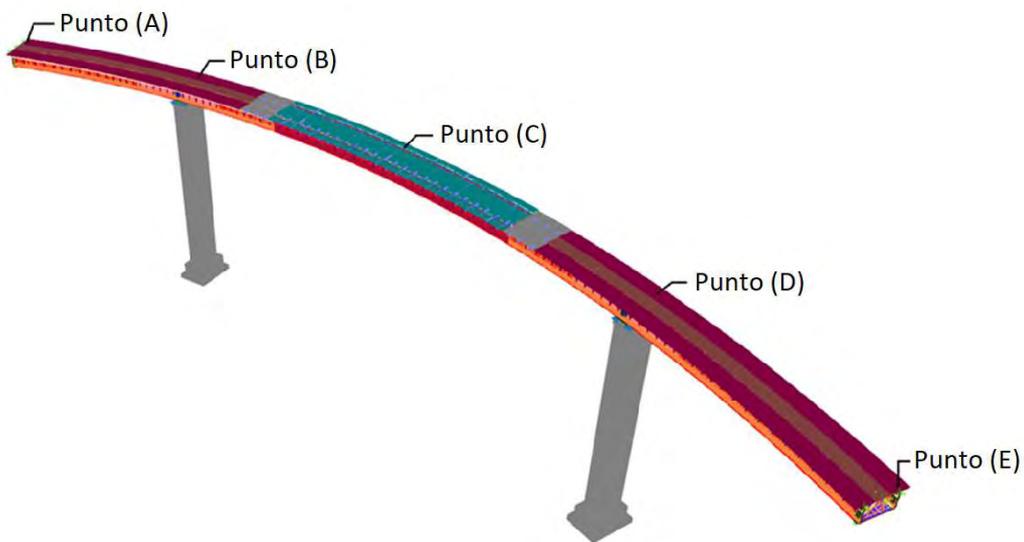


Figura 3.19 Desplazamientos del modelo en su etapa final



Tabla 7.4 Desplazamientos en la estructura en la etapa de lanzado del puente San Cristóbal

Combinación de Cargas		Desplazamientos (mm)														
		Punto (A)			Punto (B)			Punto (C)			Punto (D)			Punto (E)		
		U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)	U1 (X)	U2 (Y)	U3 (Z)
Peso propio (P.p.)		1	-2	0	3	-1	-1	21	0	-192	0	1	-2	1	2	0
V. Estático	P.p. + V.	1	-5	0	14	0	-1	46	0	-273	3	-6	-3	2	5	1
V. Dinámico	P.p. + V.	2	-7	1	20	0	-1	59	0	-313	4	-8	-4	2	6	1

La tabla 7.4 muestra que los desplazamientos generados en la combinación de carga por peso propio (P.P) más notorios son en el punto C del puente, de 21 mm en la dirección transversal, nulos en la dirección longitudinal y -192 mm en la dirección vertical. En la combinación de carga por peso propio más presiones de viento en su condición estática (P.p. + P.v.); los desplazamiento generados por las presiones de viento en los puntos A, D y E presentan valores idénticos en sus tres direcciones; en el punto B los desplazamientos que se presentan son de 14 mm en la dirección transversal, nulos en la dirección longitudinal y de -1 mm en dirección vertical y desplazamientos de 46 mm en la dirección transversal, nulos en la dirección longitudinal y -273 mm en la dirección vertical en el punto C del puente.

En la combinación de carga por peso propio más presiones de viento en su condición dinámica (P.p. + P.v.); los desplazamiento generados por las presiones de viento en los puntos A, D y E presentan valores idénticos en sus tres direcciones; en el punto B los desplazamientos que se presentan son de 20 mm en la dirección transversal, nulos en la dirección longitudinal y de -1 mm en dirección vertical y desplazamientos de 59 mm en la dirección transversal, nulos en la dirección longitudinal y -313 mm en la dirección vertical en el punto C del puente.



### 7.5 REVISIÓN POR INESTABILIDAD AERODINÁMICA

El ejemplo de aplicación del puente San Cristóbal, en la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y en la etapa del puente completo, se revisara para las condiciones en las que son posibles la presencia de vibraciones inducidas por el viento, de acuerdo a la Tabla 6.10 las vibraciones que se presentarían de acuerdo al tipo de sección empleada en el puente, que consiste en una sección cajón metálica, son:

l) Para Vibraciones divergentes en flexión:

	Etapa previa		Etapa completa
a)	$L \cdot V_D / B > 330$	a)	$L \cdot V_D / B > 330$
	$[88.97(35.64)] / 13.64 > 330$		$[177.94(35.64)] / 13.64 > 330$
	$232.47 > 330$		$464.94 > 330$
b)	$B / d < 5$	b)	$B / d < 5$
	$13.64 / 6.135 < 5$		$13.64 / 6.135 < 5$
	$2.22 < 5$		$2.22 < 5$
c)	$I_v < 0.15$	c)	$I_v < 0.15$
	$0.15 \leq 0.15$		$0.15 \leq 0.15$

l) Vibración inducida por vórtices en flexión:

	Etapa previa		Etapa completa
a)	$L \cdot V_D / B > 200$	a)	$L \cdot V_D / B > 330$
	$[88.97(35.64)] / 13.64 > 200$		$[177.94(35.64)] / 13.64 > 200$
	$232.47 > 200$		$464.94 > 330$
b)	$B / d < 5$	b)	$B / d < 5$
	$13.64 / 6.135 < 5$		$13.64 / 6.135 < 5$
	$2.22 < 5$		$2.22 < 5$



c)  $I_v < 0.20$

$0.15 < 0.20$

c)  $I_v < 0.20$

$0.15 < 0.20$

De acuerdo a esta revisión, se observa que la sección que presenta el ejemplo del puente San Cristóbal es propensa a vibraciones divergentes en flexión en su etapa previa a la colocación de la dovela de cierre, ya que cumple las condiciones marcadas para este fenómeno de inestabilidad.

**7.5.1 REVISIÓN DE LAS VELOCIDADES A LAS CUALES SE PRESENTARIA LOS FENOMENOS DE GALLOPING, FLUTTER Y VIBRACIÓN INDUCIDA POR VÓRTICES A FLEXIÓN Y TORSIÓN**

De acuerdo a las ecuaciones (7.47) y (7.48) la velocidad crítica ( $V_{crit}$ ) a la cual se presentarían los fenómenos de galloping son:

Para un ángulo de ataque igual a cero

$$V_{crit} = 8(f_h)B \tag{7.47}$$

Para un ángulo de ataque positivo

$$V_{crit} = 4(f_h)B \tag{7.48}$$

donde  $f_h$  es la frecuencia natural del primer modo en flexión en Hz y  $B$  es el ancho de la sección del puente en m. El valor de la frecuencia del primer modo a flexión para las dos etapas del puente se encuentra en la tabla 7.1 y 7.2; por lo que la velocidad crítica ( $V_{crit}$ ) es:

Etapa previa,  
ángulo de ataque = 0

$$V_{crit} = 8(f_h)B$$

$$V_{crit} = 8(0.631)13.64 = 68.85 \text{ m / s}$$

Etapa previa,  
ángulo de ataque  $\neq$  0

$$V_{crit} = 4(f_h)B$$

$$V_{crit} = 4(0.631)13.64 = 34.43 \text{ m / s}$$

Etapa completa,  
ángulo de ataque = 0

$$V_{crit} = 8(f_h)B$$

$$V_{crit} = 8(0.895)13.64 = 97.66 \text{ m / s}$$

Etapa completa,  
ángulo de ataque  $\neq$  0

$$V_{crit} = 4(f_h)B$$

$$V_{crit} = 4(0.895)13.64 = 48.33 \text{ m / s}$$

Le velocidad critica en donde es posible la aparición del fenómeno de inestabilidad de galloping es de 34.34 m/s para la etapa del puente previa a la colocación de cierre, en la etapa del puente completo este fenómeno no se presenta ya que las velocidades críticas son mayores a la velocidad de diseño.



La velocidad crítica ( $V_{crit}$ ) a la cual se presentarían el fenómeno de flutter es determinada por ecuación (7.49).

$$V_{crit} = 2.5(f_{\theta})B \quad (7.49)$$

donde  $f_{\theta}$  es la frecuencia natural del primer modo en torsión en Hz y  $B$  es el ancho de la sección del puente en m. El valor de la frecuencia del primer modo a torsión para las dos etapas del puente se encuentra en la tabla 7.1 y 7.2; por lo que la velocidad crítica ( $V_{crit}$ ) es:

Etapa previa	Etapa completa
$V_{crit} = 2.5(f_{\theta})B$	$V_{crit} = 2.5(f_{\theta})B$
$V_{crit} = 2.5(2.215)13.64 = 75.53 \text{ m/s}$	$V_{crit} = 2.5(1.728)13.64 = 85.32 \text{ m/s}$

Para la inestabilidad por vibraciones inducidas por desprendimientos de vórtices, la velocidad crítica ( $V_{crit}$ ) a la cual se presentarían el fenómeno es determinada por ecuación (7.50) para flexión y (7.51) para torsión.

$$V_{cvh} = 2.0f_h \cdot B \quad (7.50)$$

$$V_{cv\theta} = 1.33f_{\theta} \cdot B \quad (7.51)$$

Para flexión:

Etapa previa	Etapa completa
$V_{cvh} = 2.0f_h \cdot B$	$V_{cvh} = 2.0f_h \cdot B$
$V_{crit} = 2(0.968)13.64 = 17.21 \text{ m/s}$	$V_{crit} = 2(0.895)13.64 = 24.42 \text{ m/s}$

Para torsión:

Etapa previa	Etapa completa
$V_{cv\theta} = 1.33f_{\theta} \cdot B$	$V_{cv\theta} = 1.33f_{\theta} \cdot B$
$V_{crit} = 1.33(2.215)13.64 = 40.18 \text{ m/s}$	$V_{crit} = 1.33(1.728)13.64 = 45.39 \text{ m/s}$

El fenómeno de inestabilidad por galopeo en el cual el ángulo de ataque del flujo de viento es igual a cero, la velocidad crítica en la que se presenta es  $V_{crit} = 68.85 \text{ m/s}$ , para la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y de  $V_{crit} = 97.66 \text{ m/s}$  en la etapa del puente completo, valores mayores a la



velocidad de diseño que se obtuvo para el ejemplo del puente San Cristóbal de  $V_D = 35.64 m/s$ . Para el caso donde el ángulo de ataque del flujo de viento es positivo, la velocidad crítica en la que se presenta el fenómeno de galloping es  $V_{crit} = 34.43 m/s$ , para la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y de  $V_{crit} = 48.33 m/s$  en la etapa del puente completo, en el caso del puente en su etapa previa a la colocación de la dovela de cierre la velocidad en la que se presentaría el fenómeno de galloping es menor a la velocidad de diseño por lo que la estructura será propensa a este fenómeno en la etapa del puente completo el valor de la velocidad crítica es menor a la velocidad de diseño calculada.

La inestabilidad aerodinámica de flutter no se presenta en este ejemplo, ya que la velocidad crítica obtenida para este fenómeno es de  $V_{crit} = 75.53 m/s$ , para la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y de  $V_{crit} = 85.32 m/s$  en la etapa del puente completo, valores mayores a la velocidad de diseño que se obtuvo para el ejemplo del puente San Cristóbal.

La velocidad crítica a la cual se presentarían vibraciones inducidas por vórtices en flexión es de  $V_{crit} = 17.21 m/s$ , para la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y de  $V_{crit} = 24.42 m/s$  en la etapa del puente completo. Para las vibraciones inducidas por vórtices en torsión la velocidad crítica es de  $V_{crit} = 40.18 m/s$ , para la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y de  $V_{crit} = 45.39 m/s$  en la etapa del puente completo. Se puede observar que la velocidad crítica donde se presentarían vibraciones inducidas por vórtices en flexión con respecto a la velocidad donde se presentarían vibraciones inducidas por vórtices a torsión presenta una diferencia del 133.47 % en la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre y de un 85.87 % en la etapa del puente completo.

Como se puede observar los fenómenos de inestabilidad que se pudieran presentar en el ejemplo de aplicación son: inestabilidad por galloping, donde el ángulo de ataque del flujo de viento es positivo; vibraciones inducidas por vórtices en flexión y torsión. Esto indica que el modelo del puente San Cristóbal presenta mayor rigidez en el sentido transversal de la sección transversal, esto se puede ver en los valores de las frecuencias naturales del primer modo en torsión, mayores a los obtenidos en los modos a flexión. El aumento de la rigidez en la sección del puente disminuiría los fenómenos de inestabilidad y que estos se presenten a velocidades críticas mayores a la velocidad de diseño.



# CAPÍTULO 8

## CONCLUSIONES

Las normas existentes que se revisaron en este trabajo para el estudio de los factores que intervienen en el cálculo de las presiones estáticas que el viento le genera a un puente, permite detallar cuales son tomados y cuales no en cada una de las normas, estas normas en sus alcances presentan limitaciones para ser aplicadas a algunos puentes con características diferentes. Para el ejemplo de aplicación en el puente San Cristóbal, las normas que son aplicables son el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) y la Specifications for Highway Bridges (SHB, 2002), los valores de las presiones obtenidas por estas normas presentan una diferencia del 28% en sus valores, esto probablemente debida a que los valores tomados en la normativa SHB (2002), son obtenidos mediante pruebas de túnel de viento para cada puente en particular y que para el ejemplo de aplicación se tomaron valores de un puente con condiciones similares al puente San Cristóbal.

Para el puente en la etapa de construcción previa a la colocación de la dovela de cierre las presiones obtenidas por las normativas empleadas en este trabajo, presentan similar comportamiento en el sentido longitudinal, transversal y vertical del puente. Los desplazamientos mayores como se puede ver se presentan en el extremo de la superestructura donde la viga se encuentra en cantiléver en el punto C. Se puede observar que los desplazamientos generados por las presiones del viento obtenidas por el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005), son del promedio de 57 mm en el sentido vertical y para la normativa SHB (2002) estos desplazamientos son de 18 mm para la dirección vertical del puente.

En el caso donde las presiones obtenidas por la acción del viento de las normas empleadas en este trabajo se aplicaron al modelo completo del puente San Cristóbal, los desplazamientos generados por el caso de carga de peso propio (P.p.), son similares a los que se presenta en la combinación de carga de peso propio más viento (P.p. + P.v.), en los puntos A, B, D y E del modelo, solo en el punto C donde se presentan desplazamientos de 20 mm para las presiones generadas por el Eurocódigo (EN 1991-1-4, 2005) y de 6 mm para las presiones generadas por la normativa SHB (2002), para la dirección vertical del puente.

Se han realizado a cabo diferentes estudios para determinar las derivadas aerodinámicas de diferentes secciones, esto con la finalidad de describir el comportamiento que presenta una determinada sección al resolver las ecuaciones de movimiento empleando estas derivadas. Dado que el uso de derivados aerodinámicos se desarrolla a través de la teoría del perfil aerodinámico, la misma teoría aplicada en una sección de cajón puede dar resultados inciertos. Habrá más turbulencias alrededor de una sección cajón que una superficie aerodinámica delgada o una caja individual aerodinámica. Por lo tanto, no se da que el mismo enfoque en este tipo de secciones transversales arrojará tan buenos resultados como



para una única sección transversal simplificada. Una sección que presenta una relación de aspecto que se considera adecuada para mitigar los efectos de la inestabilidad causada por la interacción entre el aire en movimiento, para secciones cajón con una relación de aspecto entre 7 y 9, mejorándolas con bordes aerodinámicos; para secciones más aerodinámicas la relación de aspecto puede aumentar y se considera entre 8 y 11.

En la literatura se muestra que las derivadas aerodinámicas  $H_1^*$ ,  $A_1^*$ ,  $A_2^*$ ,  $A_3^*$  y  $H_3^*$  son los más influyentes (Øiseth, 2011). Un estudio concluye que  $A_1^*$  es el derivado aerodinámico más importante para estabilizar la inestabilidad del flutter acoplado (Matsumoto, 2008).

Las recomendaciones propuesta en el Capítulo 6 obtenidas a partir de la evaluación realizada a los códigos estudiados en este trabajo pretende servir de apoyo para el cálculo de las presiones generadas por el viento en su condición Estática y Dinámica.

El cálculo del factor de dinámico obtenido en el ejemplo de aplicación describe que para estructuras con mayor rigidez, este factor disminuye, por lo que hay que considerar un aumento de la rigidez en la estructura proyectada podrá reducir los efectos de las presiones del viento en condiciones dinámicas, se tiene que tomar en cuenta que al aumentar la rigidez de la sección del puente no caiga en una de las condiciones de inestabilidad estructural.

Al realizar la revisión del puente en la etapa previa a la colocación de la dovela de cierre por inestabilidad aerodinámica se nota que se presentan vibraciones por galloping y por desprendimientos de vórtices, estos fenómenos pudieran haber ido la causa del colapso que tuvo el puente al momento de su construcción. En la etapa donde el puente se encuentra completo el único fenómeno que se presenta es el de vibraciones verticales por desprendimiento de vórtices; el aumento de la rigidez vertical en la sección del modelo elimina la presencia de inestabilidad en la sección del puente.



# REFERENCIAS

American Association of State Highway and Transportation Officials (2012). AASTHO LFRD Bridge Design Specifications, ISBN: 978-1-56051-523-4.

Arias R. H. (2012). "Respuesta eólica de un Puente en curva", Tesis de grado, Maestría en Estructuras, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH.

Basu, R.I. (1983) "Across-wind Response of Slender Structures of Circular Cross-Section to Atmospheric Turbulence" PhD Thesis, BLWT-3-1983, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.

BS EN 1991-1-4:2005. (2005). "Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-4, General actions-Wind actions", British Standard, ISBN: 0-580-45959-4.

Canadian Standards Association (2006). Canadian Highway Bridge Design Code, ISBN: 1-55436-252-0.

Chen X. (2007), Improved Understanding of Bimodal Coupled Bridge Flutter Based on Closed-Form Solutions, Journal of Structural Engineering © Asce / January 133, 22-31.

Comisión Federal de Electricidad (2008). Manual de diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento, México DF.

Davenport, A. G. 1960. Wind Loads on Structures. Technical Paper No. 88. NRCC-5576. Division of Building Research, National Research Council of Canada, Ottawa.

Davenport, A. G. 1961a. "The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures." Institution of Civil Engineers Proceedings.

Davenport, A.G. (1962) "The response of slender line-like structures to a gusty wind". Proceedings of the Institution of Civil engineers, 23, 389-408.

Dyrbye, C. and S. O. Hansen (1997). Wind loads on structures. Chichester: Wiley.

Einar Strommen (2010), Theory of Bridge Aerodynamic, pp (97-102).

Emil Simiu (2011) "Design of Buildings for Wind: A Guide for ASCE 7-10 Standard Users and Designers of Special Structures", John Wiley & Sons, Inc.

Giosan, I. (2000) "Vortex shedding induced loads on free standing structures". Structural Vortex Shedding Response Estimation Methodology and Finite Element Simulation, 1-20.



Hansen, S. O., Lollesgaard, M., Jakobsen, J. B., and Hjorth-Hansen, E. (2005), *Brusymfonien: Static and dynamic wind tunnel tests with a section model*. Technical report, Svend Ole Hanse ApS.

Hernández Barrios H, Arias R.H. y Gómez S.C. (2012). “Expresiones simplificadas para calcular periodos de vibrar en puentes flexibles”, XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, SMIE, Acapulco, Gro.

Ibuki Kusano, Aitor Baldomir, José Ángel Jurado, Santiago Hernández (2015), Probabilistic optimization of the main cable and bridge deck of long-span suspension bridges under flutter constraint, *Journal Engineering Structures* 146 (2015) 59 – 70.

Instituto Mexicano del Transporte (2001). *Normativa para la Infraestructura del Transporte*, República Mexicana.

Japan Road Association (2002) *Specifications for highway bridges* (in Japanese). Maruzen, Tokyo.

Japan Road Association (2007) *Wind resistant design manual for highway bridges*, revised version in 2007 (in Japanese). Maruzen, Tokyo.

John D. Holmes (2015). *Wind Loading of Structures*, CRC Press, ISBN: 978-1-4822-2919-6.

Jurado, J.A., León, A., Nieto, F., Hernandez, S., (2008) Experimental and computational enhancement for hybrid flutter analysis of suspension bridge. In: *Proceedings of the BBAA International colloquium on bluff bodies aerodynamics and applications*, Milan, Italy.

Kou, Chang-Hua. (1989). “Static and dynamic analysis of curved continuous box girder bridges”, Ph. D Thesis, Brigham Young University.

Le, T.H., (2003) “Flutter aerodynamic stability analysis and some aerodynamic control approaches of cable-stayed bridges (in Vietnamese)”. Master's thesis at Vietnam National University of Hanoi.

M. Sajad Mohammadi, Rishiraj Mukherjee (2013) “Wind Loads on Bridges Analysis of\_a Three Span Bridges Eurocode”, TRITA-BKN. Master Thesis 385, 2013, ISSN 1103-4297, ISRN KTH/BKN/EX-385-SE, Pp 30-34.

Myassar T. (1973). “Free vibration of curved box girders”, Master Thesis, Department of Civil Engineering and applied Mechanics, McGill University, Montreal, Canada.

O. Cortez (2008). “Estudio Comparativo de Tres Etapas de Pruebas de Vibración Ambiental en un Puente en Curva”, Tesis de Licenciatura, Facultad de ingeniería, UNAM, México.

Patrino L. (2015) Accuracy of numerically evaluated flutter derivatives of bridge deck sections using RANS: Effects on the flutter onset velocity, *Journal Engineering Structures* 89 (2015) 49 – 65.

Scanlan R. H. and Tomko J. J. (1971), Airfoil and bridge deck flutter derivatives, *ASCE Journal of the Engineering Mechanics*, vol. 97, no. 6, pp. 1717–1737, 1971.



- Scanlan, R. H. (1978) "The action of flexible bridges under wind. 2: Buffeting theory J.". *Sound and Vibration*, 60(2), 201-211.
- Scanlan, R. H. (2000) "Bridge Deck Aeroelastic Admittance Revisited". *ASCE, J. Bridge Engineering*, 5(1), pp. 1-7.
- Selberg A. (1961), Oscillation and aerodynamic stability of suspension bridges, *Acta Polytechnica Scandinavica Civil Engineering and Building Construction Series 13*.
- Simiu, E. and Scanlan, R.H. (1986) "Wind Effects on Structures". *An Introduction to Wind Engineering*. Second edition. Wiley, New York.
- Simiu, E. y Scanlan R. (1996). *Wind Effects on Structures: Fundamentals and Applications to Design*, 3rd edition, Wiley, U.S.A.
- Tori Høyland Kvamstad (2011) "Assessment of the Flutter Stability Limit of the Hålogaland Bridge using a Probabilistic Approach" PhD Thesis. Faculty of Engineering Science and Technology. NTNU-Norwegian University of Science and Technology.
- T. H. Odden, H. Skyvulstad (2012), Thesis NTNU - Wind induced dynamic response and aeroelastic stability of a suspension bridge Sognefjorden.
- Troitsky, M.S., (1977). "Cable-stayed Bridges, Theory and Design", Granada Publishing Limited, ISBN 0-258-97037-0.
- Vickery, B.J. and Basu, R.I. (1983) "Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part 1. Development of a mathematical model for two-dimensional conditions". *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12, 49-73.
- Virote B., Tharach J. and Worapoj T. (2009), Identification Of Flutter Derivatives Of Bridge Decks By Stochastic Subspace Method, The Seventh Asia-Pacific Conference on Wind Engineering, November 8-12, 2009, Taipei, Taiwan.
- Walther R, Houriet, B, Isler W, Moia P. y Klen J. (1999). "Cable Stayed Bridges", Thomas Telford, ISBN 0-7277-2773-7.
- Xiang, H. F., Chen, A. R., y Lin, Z. X. (1998). "An introduction to the Chinese wind-resistant design guideline for highway bridges", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*,
- Yongxin Yang, Rui Zhou, Yaojun Ge, Damith Mohotti, Priyan Mendis (2015), Aerodynamic stability performance of twin box girders for long-span bridges, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 145 (2015) 196 – 208.
- You-Lin Xu. (2013). *Wind Effects on Cable-Supported Bridges*, Wiley, ISBN: 978-1-118-18828-6.
- Yozo Fujino, Kichiro Kimura, Hiroshi Tanaka (2012). *Wind Resistant Design of Bridges in Japan, Developments and practices*.



Zhida Wang y Elena Dragomirescu (2016), Flutter Derivatives Identification and Aerodynamic Performance of an Optimized Multibox Bridge Deck; The University of Ottawa, 161 Louis Pasteur, Ottawa, ON, Canada K1N 6N5.



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# APÉNDICE A

## NORMATIVA PARA LA INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE (NIT-SCT)

### A.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS POR VIENTO

Para determinar las cargas debido a la acción del viento sobre un puente, se utilizarán los siguientes métodos de análisis:

Método Simplificado  
Método Estático  
Método Dinámico  
Métodos Experimentales

### A.2 MÉTODO SIMPLIFICADO

Es aplicable a estructuras comunes como los son las tipo 1v, sin cables que la soporten, con una altura de rasante menor de 10 m sobre el nivel más bajo del terreno que cruzan o, en su caso, sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), y con claro máximo de 50 m, cumpliendo su relación de aspecto antes mencionado.

La fuerza del viento se toma como el producto del área expuesta de la estructura ( $A_z$ ) por la presión de diseño que se obtiene para una velocidad de diseño del viento de 160 km/h, considerando lo siguiente:

#### A.2.1 VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA

La presión de diseño se considera uniformemente distribuida actuando horizontal y perpendicularmente al eje longitudinal de la superestructura, con una intensidad de:

Para armaduras y arcos: 375 kg/m<sup>2</sup>  
Para traveses y vigas: 250kg/m<sup>2</sup>

En el caso de armaduras, la fuerza del viento no será menor de 450 kg/m en el plano de la cuerda de barlovento, ni de 225 kg/m en el plano de la cuerda de sotavento. Para traveses y vigas, en ningún caso la fuerza del viento será de 450 kg/m.



Estas fuerzas se utilizarán para las diferentes combinaciones de cargas que se realicen, y se añade una fuerza del viento de 150 kg/m, actuando horizontalmente a 90° respecto al eje longitudinal de la estructura y a una altura de 1.80 m sobre la rasante.

Para calzadas de losas de concreto reforzado o de parrillas de acero, si están firmemente conectadas a sus miembros de apoyo, se considera que resisten en su plano el esfuerzo cortante producido por el viento sobre la carga viva.

## A.2.2 VIENTO SOBRE LA SUBESTRUCTURA

Las fuerzas que actúan sobre la subestructura son las aplicadas directamente a ellas y las que le transmite la superestructura.

### A.2.2.1 Fuerzas transmitidas de la superestructura a la subestructura

Las fuerzas longitudinal y transversal transmitidas por la superestructura a la subestructura, para diferentes ángulos de esviajamiento ( $\theta$ ) de la dirección del viento, se calculan con las presiones de diseño, transversales y longitudinales, que se indican en la Tabla B.1. El ángulo de esviajamiento se mide entre la normal al eje longitudinal de la estructura y la dirección supuesta del viento. La presión transversal actúa en dirección normal al eje longitudinal de la estructura y la presión longitudinal en dirección paralela.

Las fuerzas longitudinales y transversales actúan simultáneamente a la altura del centro de gravedad del área expuesta de la superestructura, la que es la proyección vertical en un alzado según el eje longitudinal de la misma.

Tabla A.1 Presiones de diseño para la transmisión de fuerzas del viento de la superestructura a la subestructura

Esviajamiento $\theta$ (grados)	Armaduras		Vigas	
	Presión transversal (kg/m <sup>2</sup> )	Presión longitudinal (kg/m <sup>2</sup> )	Presión transversal (kg/m <sup>2</sup> )	Presión longitudinal (kg/m <sup>2</sup> )
0	375	0.0	250	0.0
15	350	60	220	30
30	325	140	205	60
45	235	205	165	80
60	120	250	85	95



Tabla A.2 Fuerzas del viento sobre la carga viva para la transmisión de fuerzas de la superestructura a la subestructura

Esviajamiento $\theta$ (grados)	Fuerza transversal (kg/m)	Fuerza longitudinal (kg/m)
0	150	0.0
15	132	18
30	123	36
45	100	98
60	50	57

Para estructuras comunes cuya superestructura está formada por losas y vigas, con un claro máximo de 40 m, en lugar de las presiones y fuerzas indicadas en la Tabla A.1 y A.2 se pueden aplicar las siguientes presiones y fuerzas, que actúan simultáneamente.

- a) Presión de diseño para la superestructura:

Transversal: 250 kg/m<sup>2</sup>

Longitudinal: 60 kg/m<sup>2</sup>

- b) Fuerza de viento sobre carga viva:

Transversal: 150 kg/m<sup>2</sup>

Longitudinal: 60 kg/m<sup>2</sup>

#### A.2.2.2 Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura

La presión de diseño se considera de 200 kg/m<sup>2</sup>. Para direcciones del viento que actúen esviadas respecto a la subestructura, la presión se descompone en su componente longitudinal y transversal, cada una de ellas actuando sobre el área expuesta de la subestructura en la que índice normalmente y ambas actúan simultáneamente. El ángulo de esviajamiento ( $\theta$ ) debe corresponder a la dirección supuesta para el viento, que produzca las máximas sollicitaciones en la subestructura.

#### A.2.3 FUERZA DE VOLCAMIENTO

Esta fuerza se calcula suponiendo que la dirección del viento es perpendicular al eje longitudinal de la estructura, añadiendo una fuerza vertical hacia arriba, aplicada a un cuarto del ancho de la superestructura, del lado de barlovento. Dicha fuerza vertical se obtiene multiplicando el área expuesta en planta de la superestructura, incluyendo la calzada y las banquetas, por una presión de diseño de 100 kg/m<sup>2</sup> para combinaciones de cargas de los grupos II y V; o de 30 kg/m<sup>2</sup> para grupos III y VI.



### A.3 MÉTODO ESTÁTICO.

Se aplica a estructuras comunes que, según su respuesta a la acción del viento, son del tipo 1v, sin cables que la soporten, con una altura de rasante mayor a 10 m sobre el nivel más bajo del terreno que cruzan o, en su caso, sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), con un claro máximo de 50 m , además de cumplir con una relación de aspecto menor o igual a 30, o cuando se considere necesaria una velocidad de diseño del viento mayor de 160 km/h, por razones de importancia de la estructura, su ubicación regional y de las características del terreno circundante, considerando lo siguiente:

#### A.3.1 VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento, a partir de la cual se determinan los efectos que este produce sobre la estructura, se obtiene con la siguiente fórmula:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \quad (\text{A.1})$$

donde  $V_d$  = velocidad de diseño del viento (km/h);  $F_T$  = factor de topografía, que depende de las características del relieve del terreno circundante (adimensional);  $F_\alpha$  = factor de exposición, que considera los efectos de la exposición local, el tamaño y la altura de la estructura (adimensional) y  $V_R$  = velocidad regional del viento, en el sitio donde se ubica la estructura (km/h).

##### A.3.1.1 FACTOR DE TOPOGRAFÍA

A menos que se realicen estudios experimentales mediante modelos a escala en túneles de viento o mediciones en el sitio donde se construirá la estructura, el factor de topografía ( $F_T$ ) se toma de la tabla A.3, según las características del terreno circundante:



Tabla A.3 Factor de topografía ( $F_T$ ) para el método estático

Sitio	Topografía	$F_T$
Protegidos	Bases de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.80
	Valles cerrados.	0.90
Normales	Terrenos prácticamente planos, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 %.	1.00
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 % y 10 %, valles abiertos y litorales planos	1.10
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 %, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.20

### A.3.1.2 FACTOR DE EXPOSICIÓN

El factor de exposición se calcula con la expresión:

$$F_\alpha = F_c F_{rz} \tag{A.2}$$

Donde  $F_\alpha$  = factor de exposición (adimensional);  $F_c$  = factor de tamaño (adimensional), que según el tamaño de la estructura ( $T_e$ ), se toma de la Tabla A.4,  $F_{rz}$  = factor de rugosidad (adimensional), que según el tamaño de la estructura ( $T_e$ ), de la altura del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción y de la rugosidad del terreno del lado de barlovento, y que calcula mediante las siguientes formulas:

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{10}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{Si} \quad z \leq 10\text{m} \tag{A.3}$$

$$F_{rz} = 1.56 \left( \frac{z}{\delta} \right)^\alpha \quad \text{Si} \quad 10 < z \leq \delta \tag{A.4}$$

$$F_{rz} = 1.56 \quad \text{Si} \quad z > \delta \tag{A.5}$$

Donde  $z$  = altura del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (m),  $\delta$  = altura a partir del nivel del terreno o del nivel de aguas de



construcción, por encima de la cual la velocidad del viento es prácticamente constante, donde ya no fluye la rugosidad del terreno (m),  $\alpha$  = exponente adimensional que determina la forma de variación de la velocidad del viento con la altura  $\alpha$ .

Los valores de  $\alpha$  y  $\delta$  dependiendo de la categoría del terreno según su rugosidad y del tamaño de la estructura, se obtiene de la Tabla A.4.

Tabla A.4 Elementos para determinar el factor de exposición ( $F_\alpha$ ) para el método estático

Categoría del terreno según su rugosidad	Exponente $\alpha$			Altura $\delta$ (m)
	Tamaño de la estructura ( $T_e$ ) (Máxima dimensión horizontal o vertical)			
	$T_e < 20\text{m}$	$20\text{m} \leq T_e < 50\text{m}$	$T_e \geq 50\text{m}$	
Campo abierto plano sin obstrucciones	0.099	0.101	0.105	245
Campo abierto en lomerío con algunas obstrucciones	0.128	0.131	0.136	315
Campo abierto montañoso con numerosas obstrucciones, zonas boscosas o suburbanas	0.156	0.160	0.171	390
Zonas urbanas	0.170	0.177	0.193	455
Factor de tamaño	1.00	0.95	0.90	--

### A.3.1.3 VELOCIDAD REGIONAL DEL VIENTO

La velocidad regional del viento ( $V_R$ ) es la máxima probable que puede presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una región del país. Ocurre a una altura de 10 m sobre la superficie de un terreno de campo abierto en lomerío con algunas obstrucciones, y se determina según la localización de la estructura, a partir de las isotacas para velocidades regionales del viento, correspondientes a periodos de retornos de 200 años para estructuras Tipo A (figura A.1), de 50 años para estructuras Tipo B (figura A.2) y de 10 años para estructuras Tipo C (figura A.3).

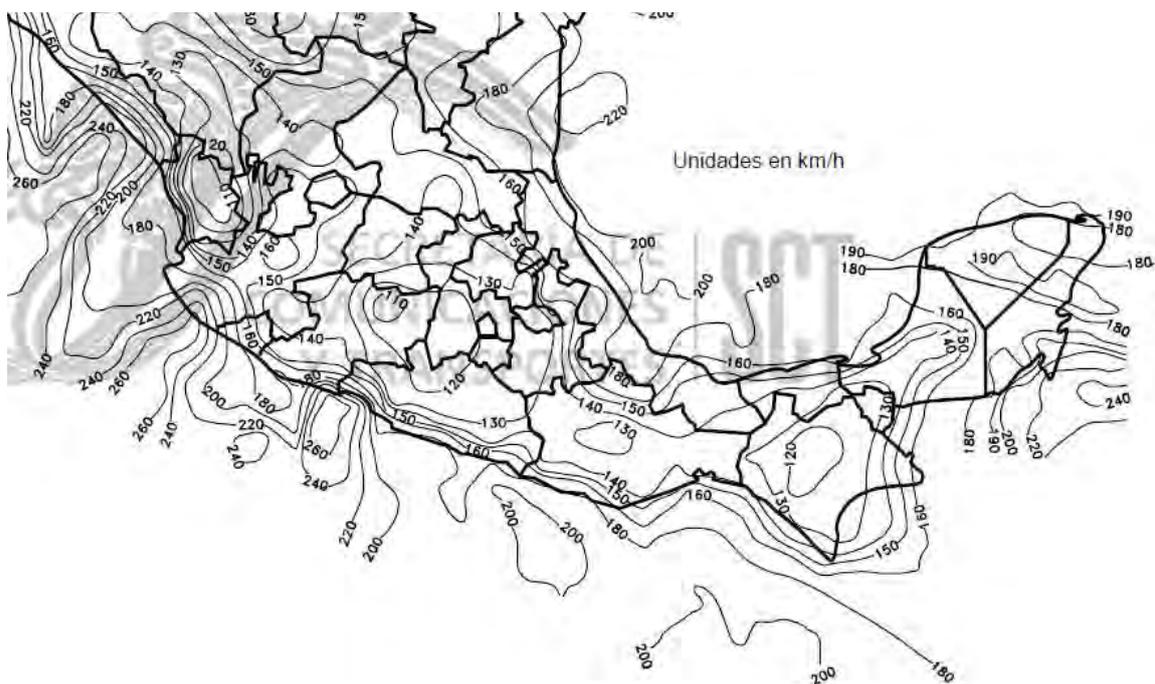


Figura A.1 Velocidad regional del viento con un periodo de retorno de 200 años

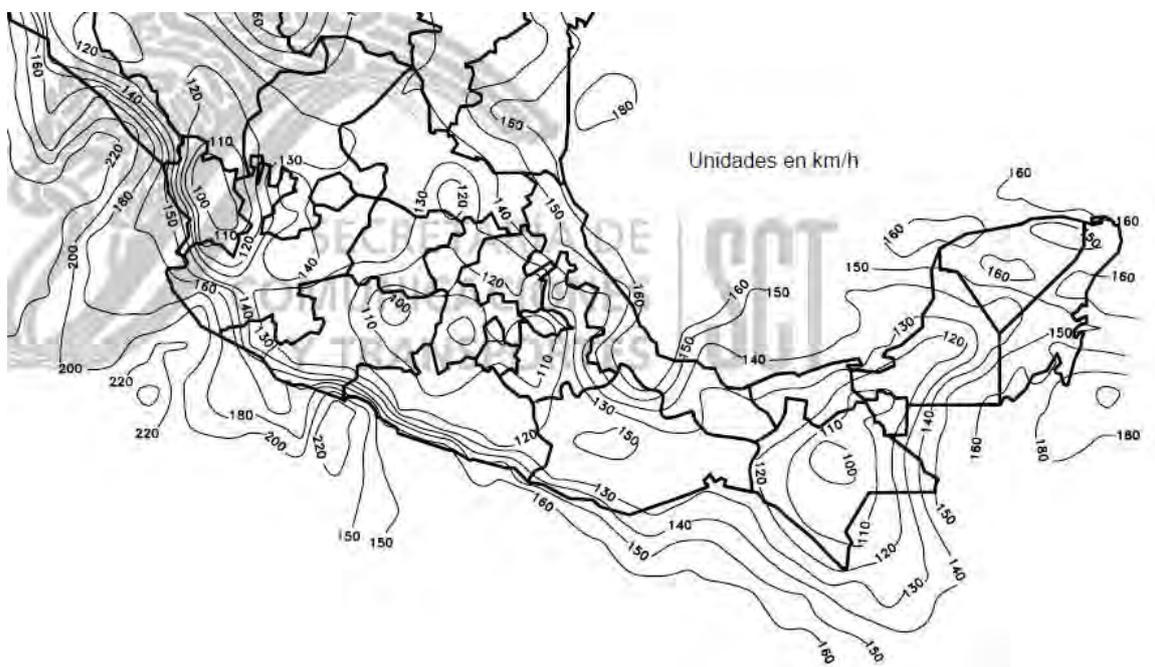


Figura A.2 Velocidad regional del viento con un periodo de retorno de 50 años

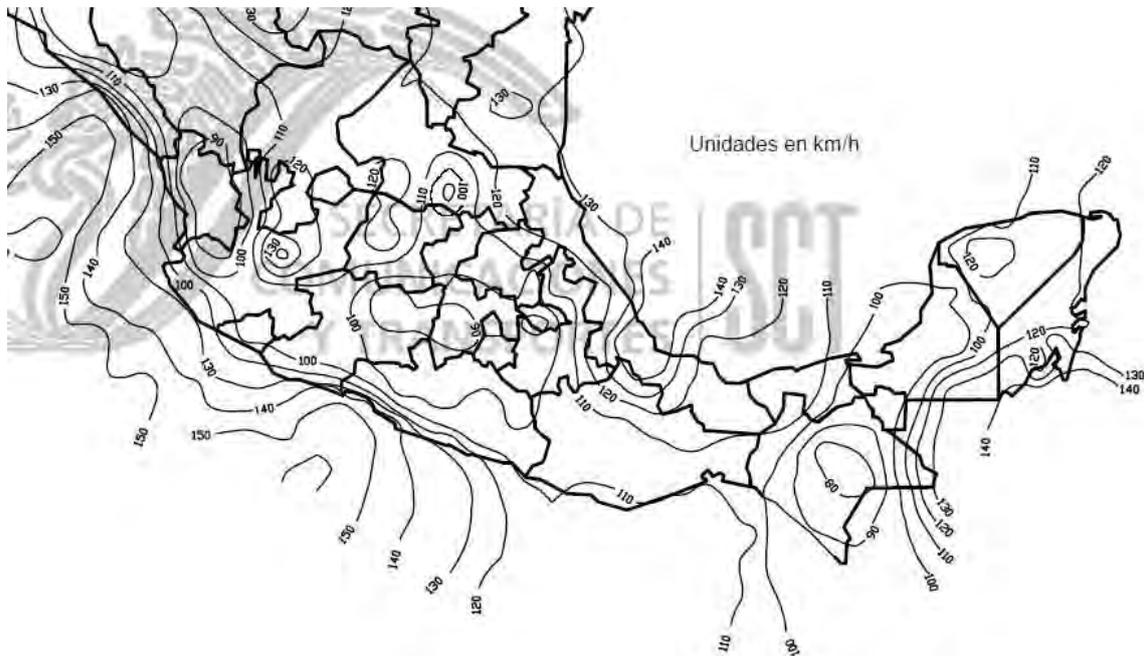


Figura A.3 Velocidad regional del viento con un periodo de retorno de 10 años

### A.3.2 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE

La presión dinámica de base ( $q$ ) a una altura ( $z$ ) del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción, es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él y se determina con la fórmula:

$$q_z = 0.049 G V_D^2 \quad (\text{A.6})$$

Donde  $q_z$  = presión dinámica de base a la altura  $z$  (Pa);  $V_D$  = velocidad de diseño del viento (km/h) y  $G$  = factor de corrección por la altura sobre el nivel del mar (adimensional) determinado con la siguiente expresión:

$$G = \frac{8+h_m}{8+2h_m} \quad (\text{A.7})$$

Dónde  $h_m$  = altura sobre el nivel del mar del sitio donde se ubica la estructura (km).

### A.3.3 PRESIÓN ACTUANTE

La presión actuante ( $p_z$ ) a la altura ( $z$ ) del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción, se obtiene con la expresión:

$$p_z = C_p q_z \quad (\text{A.8})$$



Dónde  $p_z$  = presión actuante a la altura  $z$ , (Pa),  $C_p$  = coeficiente de presión que tiene los valores que se indica en el inciso **A.3.4.1** (adimensional),  $q_z$  = presión dinámica de base a la altura  $z$ , (Pa)

#### **A.3.4 FUERZAS DEL VIENTO PARA DISEÑO**

La fuerza del viento con fines de diseño se obtiene multiplicando la presión actuante ( $p_z$ ) por el área total expuesta multiplicada por la presión actuante a la altura de su centro o dividir el área expuesta en franjas horizontales para considerar la variación vertical de la presión actuante.

##### **A.3.4.1 VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA**

La fuerza del viento para la superestructura, para las combinaciones de cargas, se determina con una presión actuante ( $p_z$ ) calculada con un coeficiente de presión de:

$$C_p = 3, \text{ para armaduras y arcos}$$

$$C_p = 2, \text{ para traveses y vigas}$$

La presión  $p_z$  se considera actuando normalmente al eje de la estructura. En el caso de que el viento tenga un ángulo de esviajamiento diferente que cero, se consideran dos componentes de la presión actuante ( $p_z$ ); la normal ( $p_n$ ) actuando en dirección perpendicular al eje de la estructura y la tangencial ( $p_t$ ) actuando paralelamente a dicho eje. Estas componentes se calculan con las expresiones:

$$p_n = p_z \cos^2 \theta \quad (\text{A.9})$$

$$p_t = p_z \sin \theta \cos \theta \quad (\text{A.10})$$

Donde  $p_n$  = presión normal (Pa),  $p_t$  = presión tangencial (Pa),  $p_z$  = presión actuante a la altura  $z$ , obtenida como se indica en **A.2.2.3**, (Pa),  $\theta$  = ángulo de esviajamiento del viento (grados).

Las fuerzas normal y tangencial se obtienen multiplicando las presiones  $p_n$  y  $p_t$  por la misma área expuesta: la de la superestructura según un alzado longitudinal del puente. Las fuerzas actúan en el centro de gravedad del área expuesta.

##### **A.3.4.2 VIENTO SOBRE LA SUBESTRUCTURA**

###### **A.3.4.2.1 Fuerzas transmitidas de la superestructura a la subestructura**

Sobre la subestructura se consideran actuando las reacciones en los dispositivos de apoyo provocadas por las fuerzas que se determinan.

###### **A.3.4.2.2 Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura**



Se determinaran con una presión actuante ( $p_z$ ), calculada con un coeficiente de presión  $C_p$ .

#### A.3.4.3 VIENTO VERTICAL

Para revisar la estabilidad al volcamiento, en la combinación de cargas, la fuerza de volcamiento se calcula suponiendo que la dirección del viento es perpendicular al eje longitudinal de la estructura, añadiendo una fuerza vertical hacia arriba, aplicada a un cuarto del ancho de la superestructura, del lado de barlovento, determinada con una presión actuante ( $p_z$ ) sobre la calzada y las banquetas, usando un coeficiente de presión ( $C_p$ ) igual que 0.8.

#### A.4 MÉTODO DINÁMICO.

Este método es aplicable a estructuras comunes que, según su respuesta a la acción del viento, son los Tipos 2v o 3v, considerando los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento y por los efectos de los vórtices que se producen cuando la velocidad de diseño excede la velocidad crítica, tomando en cuenta lo siguiente:

##### A.4.1 FACTOR DE RÁFAGA

Para las estructuras de los tipos 2v y 3v, los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento se consideran en la presión actuante ( $p_z$ ), mediante un factor de ráfaga ( $F_g$ ):

$$p_z = F_g C_p q_z \quad (\text{A.11})$$

Donde  $p_z$  = Presión actuante a la altura  $z$  ( $\text{kg}/\text{m}^2$ );  $F_g$  = factor de ráfaga que, para cada caso en particular se determina con base en estudios experimentales para estructuras que hayan sido validadas y en las características del sitio, así como de la estructura para diseñar (adimensional);  $C_p$  = coeficiente de presión que tiene los valores que se indica en el inciso **A.3.4.1** (adimensional) y  $q_z$  = Presión dinámica de base a la altura  $z$  ( $\text{kg}/\text{m}^2$ ).

##### A.4.2 EFECTO DE VÓRTICES

Para estructuras Tipo 3v, cuando la velocidad de diseño excede la velocidad crítica, en la presión actuante ( $p_z$ ), se incluyen además los efectos de los vórtices que tienen un eje paralelo al eje longitudinal de la estructura y producen fuerzas estáticas equivalentes en dirección transversal al flujo.

Tanto la velocidad crítica como las fuerzas equivalentes de los vórtices, se determinan con base en estudios experimentales para estructuras que hayan sido validadas y en las características del sitio, así como de la estructura por diseñar.



El efecto de los vórtices puede evitarse modificando la forma de la sección transversal por la adición de contraventeos, costillas o amortiguadores.

#### **A.5 MÉTODOS EXPERIMENTALES**

Dada la complejidad del análisis de la interacción entre la estructura y el viento, la estructuras Tipo 4v, sujetas a problemas de inestabilidad aeroelástica que se producen cuando los desplazamientos iniciales causados por el flujo del viento ocasionan a su vez una variación en la dirección de ataque del flujo, generando movimientos sucesivos crecientes de carácter oscilatorio o divergente, se estudian mediante métodos experimentales probando en un túnel de viento los modelos físicos que reproduzcan el comportamiento dinámico de la estructura y simulen las características de su entorno.



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# APÉNDICE B

## NORMATIVA - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASHTO)

### CARGA POR VIENTO EN PUENTES VEHICULARES: $W_L$ Y $W_S$

#### B.1 PRESIÓN HORIZONTAL DEL VIENTO.

##### B.1.1 REQUISITOS GENERALES

Se asumirá que la carga de viento está uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta será la sumatoria de las áreas de la superestructura del puente, vista en elevación y perpendicular a la dirección de viento. Esta dirección se deberá variar para determinar las sollicitaciones extremas en la estructura o en sus elementos. En el análisis se pueden despreciar las superficies que no contribuyen a la sollicitación extrema considerada.

Para puentes o elementos de puentes a más de 10,000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, la velocidad de viento de diseño  $V_{DZ}$ , se deberá ajustar de la siguiente manera:

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left( \frac{V_{30}}{V_B} \right) \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \quad (\text{B.1})$$

dónde  $V_{DZ}$  = velocidad de viento de diseño a la altura de diseño,  $Z$  (km/h);  $V_{10}$  = velocidad del viento a 10,000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de agua de diseño (km/h);  $V_B$  = velocidad básica del viento igual a 160 km/h a una altura de 10,000 mm, con la cual se obtienen las presiones de diseño;  $Z$  = altura de la estructura a la cual se está calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, > 10,000 mm,  $V_0$  = velocidad friccional, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla B.1 para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h),  $Z_0$  = longitud de fricción o campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla B.1 (mm).



Tabla B.1 Valores de  $V_0$  y  $Z_0$  para diferentes condiciones de la superficie contra el viento

Condición	Terreno Abierto	Área Suburbana	Área Urbana
$V_0$ (km/h)	13.2	17.6	19.3
$Z_0$ (mm)	70	1000	2500

$V_0$  se puede establecer a partir de:

- Mapas de Isotacas para periodos de retorno 200, 50 y 10 años, y
- En ausencia de un criterio más adecuado, la hipótesis de que  $V_{10} = V_B = 160$  km/h.

### B.1.2 PRESIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS ESTRUCTURAS: $\overline{WS}$

#### B.1.2.1 Requisitos Generales

Si las condiciones locales lo justifican, se puede seleccionar una velocidad básica del viento de diseño diferente para las combinaciones de cargas que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga. Se asumirá que la dirección del viento de diseño es horizontal, a menos que el apartado B.3 se indique lo contrario. En ausencia de datos más precisos, la presión del viento de diseño, en MPa, se puede determinar como:

$$P_D = P_B \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25,600} \quad (B.2)$$

$P_B$  = Presión básica del viento especificada en la Tabla A.2 (MPa).

Tabla B.2 Presiones básicas,  $P_B$  correspondientes a  $V_B = 160$  km/h

Componente de la Superestructura	Carga a Barlovento Mpa.	Carga a Sotavento Mpa.
Reticulados, columnas y arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Grandes superficies planas	0.0019	NA

La carga de viento total no se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en el plano de un cordón a barlovento ni 2.2 N/mm en el plano de un cordón a sotavento de un componente reticulado o en arco, ni se deberá tomar menor que 4.4 N/mm en componentes de vigas o vigas cajón.



### B.1.2.2 CARGAS DE LAS SUPERESTRUCTURAS

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento,  $P_B$ , para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla B.3, y se deberá aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Tabla B.3 Presiones básicas del viento,  $P_B$ , para diferentes ángulos de ataque;  $V_B = 160$  km/h

Ángulo de esviajamiento del viento	Reticulados, Columnas y arcos		Vigas	
	Carga lateral	Carga longitudinal	Carga lateral	Carga longitudinal
Grados	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
0	0.0036	0.0000	0.0024	0.0000
15	0.0034	0.0006	0.0021	0.0003
30	0.0031	0.0013	0.0020	0.0006
45	0.0023	0.0020	0.0016	0.0008
60	0.0011	0.0024	0.0008	0.0009

### B.1.2.3 FUERZAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar directamente a la subestructura se deberán calcular en base a una presión básica del viento supuesta de 0.0019 MPa. Para direcciones del viento oblicuas respecto de la estructura, esta fuerza se deberá resolver en componentes perpendiculares a las elevaciones posterior y frontal de la subestructura. La componente perpendicular a la elevación posterior deberá actuar sobre el área de subestructura expuesta tal como se la ve en la elevación posterior, mientras que la componente perpendicular a la elevación frontal deberá actuar sobre las áreas expuestas y se deberá aplicar simultáneamente con las cargas de viento de la superestructura.

### B.1.3 PRESIÓN DE VIENTO SOBRE LOS VEHÍCULOS: $W$

Si hay vehículos presentes, la presión del viento de diseño se deberá aplicar tanto a la estructura como a los vehículos. La presión del viento sobre los vehículos se debe representar como una fuerza interrumpible y móvil de 1.46 N/mm actuando normal a la calzada y 1800 mm sobre la misma, y se deberá transmitir a la estructura.

Si el viento sobre los vehículos no se considera normal a la estructura, las componentes de fuerza normal y paralela aplicadas a la sobrecarga viva se pueden tomar como se especifica en la Tabla B.4, considerando el ángulo de oblicuidad con respecto a la normal a la superficie.



Tabla B.4 Componentes del viento sobre la sobrecarga viva

Ángulo de esviaje	Componente normal	Componente paralela
Grados	N/mm	N/mm
0	1.46	0.00
15	1.28	0.18
30	1.20	0.35
45	0.96	0.47
60	0.50	0.55

## B.2 PRESIÓN VERTICAL DEL VIENTO

A menos que el en el apartado B.3 determine lo contrario, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de  $9.6 \times 10^{-4}$  MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal. Esta fuerza se deberá aplicar sólo para los estados límites que no involucran viento actuando sobre la sobrecarga, y sólo cuando la dirección del viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal se deberá aplicar en el punto correspondiente a un cuarto del ancho del tablero a barlovento juntamente con las cargas de viento horizontales especificadas en el apartado B.1.

## B.3 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

### B.3.1 REQUISITOS GENERALES

Se deberán considerar las solicitaciones aeroelásticas en el diseño de puentes y componentes estructurales que pueden ser sensibles al viento. A los fines del presente artículo, todos los puentes y componentes estructurales de los mismos cuya relación longitud de tramo / ancho o profundidad sea superior a 30.0 se deberán considerar sensibles al viento.

También se deberá considerar la vibración de cables provocada por la interacción del viento y la lluvia.

### B.3.2 FENÓMENOS AEROELÁSTICOS

Cuando corresponda se deberán considerar los fenómenos aeroelásticos de excitación por desprendimiento de vórtices, "galloping," "flutter" y divergencia.

### B.3.3 CONTROL DE RESPUESTAS DINÁMICAS

Los puentes y sus componentes estructurales, incluidos los cables, se deberán diseñar de manera de estar libres de daños por fatiga provocados por oscilaciones inducidas por desprendimiento de vórtices y el fenómeno de "galloping".



Los puentes se deberán diseñar de manera de estar libres de divergencia y "galloping" catastrófico hasta para 1.2 veces la velocidad del viento de diseño aplicable a la altura del tablero del puente.

#### **B.3.4 ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO**

Para satisfacer los requisitos de los apartados B.3.2 y B.3.3 se pueden utilizar ensayos representativos en túnel de viento.



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# APÉNDICE C

## NORMATIVA - EUROCÓDIGO 1 (EN 1991-1-4, 2005)

### C.1 CARGAS POR VIENTO

#### C.1.1 GENERALIDADES

Se aplica a puentes con claros hasta de 200 m con una sección transversal constante de uno o más claros, simplemente apoyados, la sección transversal puede ser en cajón, mono o multi-celda, abierto con dos o más vigas longitudinales (figura C.1).

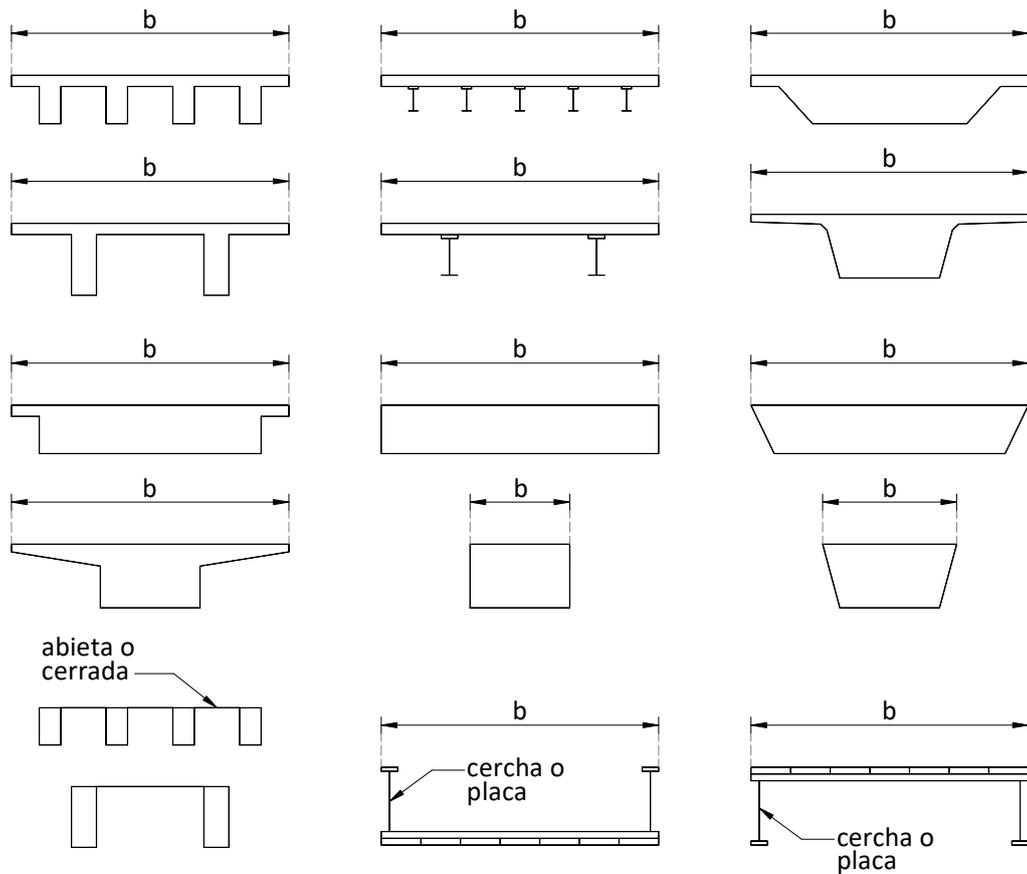


Figura C.1 Secciones transversales de puentes normales



Para puentes en arco, atirantados, colgantes, o con características especiales, podrían requerir algunos estudios adicionales, ya que para ellos las interacciones entre la estructura del viento no pueden pasarse por alto.

### C.2 ACCIONES DEL VIENTO

En general se considera que el viento sopla en dos direcciones horizontales,  $x$  y  $y$ , siendo  $y$  el eje longitudinal de los puentes y  $x$  el eje transversal (figura 2), Las fuerzas que se producen en la dirección  $z$  pueden ser el resultado de que el viento sopla en una amplia gama de direcciones; si son desfavorable y significativo, deben tenerse en cuenta simultáneamente con las fuerzas producidas en cualquier otra dirección. En algunos casos especiales de orografía, sería necesario tener en cuenta alguna inclinación de las direcciones del viento, fuera del plano horizontal.

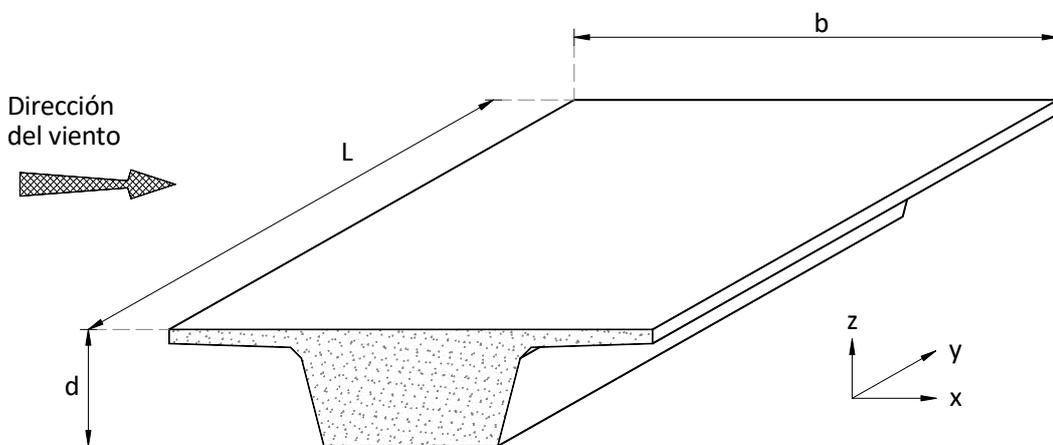


Figura C.2 Sistema de referencia para las acciones del viento

Para la evaluación de las acciones del viento en puentes, dos diferentes escenarios de carga se toman en cuenta, dependiendo de la compatibilidad del viento fuerte con el tráfico en los puentes, el valor fundamental de la velocidad básica del viento  $v_{b0}$  alcanza un valor particular límite, igual a

$$v_{b0}^* = 23 \text{ m/s} \tag{E.1}$$

En puentes sin carga, las fuerzas del viento  $F_{wk}$ , se evaluara de la siguiente forma, donde se debe considerar

Si los puentes no estarán protegidos contra el viento, el valor de combinación o las acciones del viento viene dada por

$$F_{wk}^i = \psi_o F_{wk} \tag{E.2}$$

donde  $\psi_o = 0.6$  para situaciones permanentes del proyecto y  $\psi_o = 0.8$  para las acciones durante la ejecución.



Si los puentes están protegidos contra el viento, el valor de combinación del viento no debe exceder

$$F_{wk}^* = F_{wk} (v_{b,0}^*) \quad (\text{E.3})$$

Si no se requiere de un análisis dinámico, como ocurre en los puentes normales, con claros hasta de 40 m, construidos en acero, concreto, aluminio, madera o mixtos, el factor estructural  $c_s c_d$ , se puede suponer  $c_s c_d = 1.0$ , siendo  $c_s$  el factor tamaño y  $c_d$  el factor dinámico.

### C.2.1 FUERZAS DEL VIENTO EN LA CUBIERTA EN LA DIRECCIÓN $x$

Las fuerzas del viento en la cubierta en la dirección  $x$  pueden evaluarse utilizando la expresión

$$F_{wk} = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x} \quad (\text{E.4})$$

donde  $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$  es la densidad del aire,  $v_b$  es la velocidad del viento básica para el sitio en cuestión,  $A_{ref,x}$  es el área de referencia y  $C$  es el factor de carga de viento para puentes.

En ausencia de tráfico, área de referencia  $A_{ref,x}$  debe evaluarse teniendo en cuenta:

- En caso de vigas planas, la altura total  $d$  de la proyección sobre un plano vertical de todas las vigas principales, incluyendo la parte de una cornisa, banqueta o zona de acotamiento, ubicadas en la parte superior de la viga principal (figura E.3), más la suma de la altura  $d_1$ , correspondiente a parapetos, barreras contra ruido, deflectores eólicos o barreras de seguridad instaladas sobre el puente;
- En caso de vigas de armaduras, la altura total  $d$  de la proyección sobre un plano vertical de todos las armaduras, incluyendo la parte de una cornisa, banqueta o zona de acotamiento, ubicadas en la parte superior de la viga principal, o la proyección del contorno de la sección sólida, lo que sea menor, más una distancia  $d_1$  correspondiente a la altura de los parapetos, barreras contra ruido, deflectores eólicos o barreras de seguridad instaladas sobre el puente.

La altura de la barrera de seguridad abierta se establece en 0.3 m, de modo que las alturas de referencia a considerar se puede derivar de la tabla E.1.

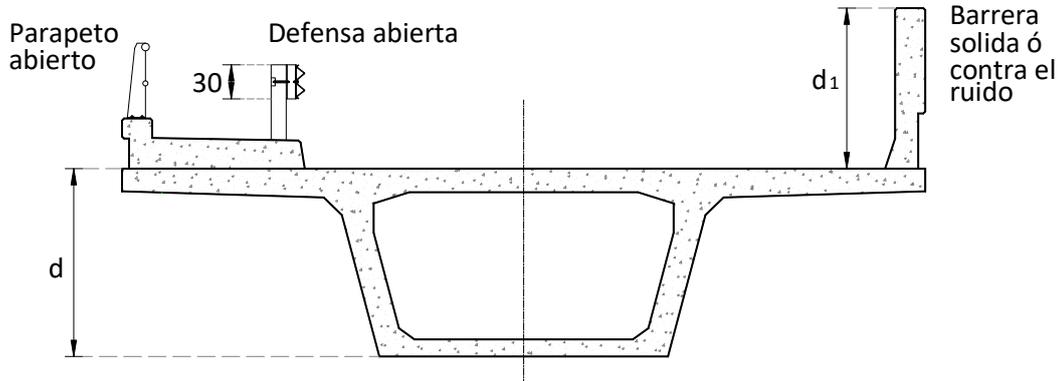


Figura E.3 Altura de referencia para ser utilizado en el cálculo de  $A_{ref,x}$

Tabla E.1 Altura a considerar para el cálculo del área efectiva

Sistemas de seguridad y barrera	En un solo lado	En ambos lados
Parapeto abierto o barrera de seguridad abierta	$d + 0.3\text{m}$	$d + 0.6\text{m}$
Parapeto solido o barrera de seguridad solida	$d + d_1$	$d + 2d_1$
Parapeto abierto y barrera de seguridad abierta	$d + 0.6\text{m}$	$d + 1.2\text{m}$

durante la ejecución, el acabado puede ser tomado en cuenta en la evaluación de  $A_{ref,x}$  y antes de la colocación de la calzada, la superficie de las vigas deben ser consideradas.

En presencia de tráfico, el área de referencia  $A_{ref,x}$  será la más desfavorable entre el área evaluada considerando la ausencia de tráfico y la obtenida considerando la presencia de tráfico. La superficie lateral de los vehículos expuesta al viento se representara

- En puentes de carreteros, con un área rectangular de 2 m de altura, a partir del nivel de la calzada, en la posición más desfavorable, independientemente de la ubicación de las cargas verticales de tránsito.
- En puentes de ferrocarril, con área rectangular de 4 m de altura, a partir de la parte superior del hongo del riel, sobre toda la longitud del puente.

### C.2.1.1 CÁLCULO DEL FACTOR DE CARGA DE VIENTO $C$

El factor de carga por viento  $C$  está dado por

$$C = c_e c_{f,x} \tag{2.16}$$



donde  $c_e$  es el coeficiente de exposición para la presión cinética y  $C_{f,x}$  es el coeficiente de fuerza, que es igual a  $C_{f,x0}$ , siendo  $C_{f,x0}$  el coeficiente de fuerza para cuerpos estancos (free-end flow) ya que el viento sobre el tablero es desviado únicamente a lo largo de dos lados del cuerpo, arriba y abajo del tablero.

El coeficiente de exposición podría ser evaluada teniendo en cuenta una altura de referencia  $z_e$  dada por la distancia desde el punto más bajo de la tierra y el centro de la cuba de tintura puente, sin tener en cuenta parapetos piezas adicionales, barreras, etc., incluido en la zona de referencia.

El coeficiente de fuerza  $C_{f,x}$  se puede suponer igual a 1.30 para los puentes normales, o determinado a través de la expresión

$$c_{f,x} = \min \left( 2.4; \max \left( 2.5 - 0.3 \frac{b}{d_{tot}}; 1.0 \right) \right) \quad (2.25)$$

Para puente con parapetos sólidos y / o barreras sólidas y / o de tráfico, y el uso de la expresión

$$c_{f,x} = \min \left( 2.4; \max \left( 2.5 - 0.3 \frac{b}{d_{tot}}; 1.3 \right) \right) \quad (2.25)$$

Para la fase de construcción y / o puentes con parapetos abiertos.

En las expresiones (6) y (7) el término  $b$  representa el ancho total del puente y  $d_{total}$  es la altura total del tablero del puente considerada en la evaluación del área de referencia,

$$A_{ref,x} = d_{tot} L \quad (2.24)$$

Excepto para tableros apoyados por armaduras, donde  $d_{tot}$  no incluye la altura de las armaduras, tal que la altura de la armadura del tablero debe ser considerado por separado.

Dos tableros similares ubicados al mismo nivel y separados transversalmente por una junta, con una distancia no mayor de 1 m, pueden ser considerados como una sola estructura, cuando se calculen las fuerzas en barlovento. En otros casos, es necesario estudios especiales, ya que se pueden presentar problemas de interacción fluido-estructura. En orografías no convencionales, con inclinación de más de 10° en el plano vertical, los coeficientes de fuerza deben ser calculados de una investigación especial.

Cuando la superficie de la sección del tablero en barlovento está inclinada en el plano vertical (figura E.4) un ángulo  $\alpha_1$ , el coeficiente de arrastre  $C_{f,x0}$  puede disminuirse por un factor  $\eta_1$ ,

$$\eta_1 = \max(1 - 0.05\alpha_1; 0.7) \quad (10)$$



Es decir, la reducción en el coeficiente de arrastre es de 0.5% por grado de inclinación  $\alpha_1$ , de la vertical, limitando la máxima reducción al 30%. Esta reducción no es aplicable para el caso de que se utilice el método simplificado de análisis, para el cálculo de la fuerza estática equivalente que produce el viento,  $F_w$ ,

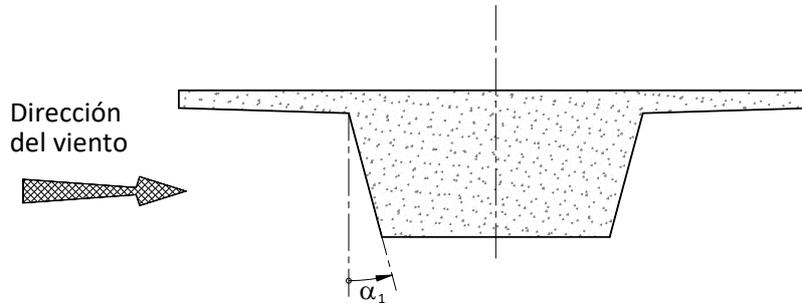


Figura E.4 Sección con un ángulo de inclinación en la cara de barlovento.

Si el puente tiene una pendiente transversal dada por un ángulo  $\alpha_2$ , el coeficiente de arrastre  $C_{f,x0}$  debe incrementarse por un factor  $\eta_2$ ,

$$\eta_2 = \max(1 + 0.03\alpha_1; 1.25) \quad (10)$$

Lo cual representa un incremento del 3% en coeficiente de arrastre por cada grado de inclinación de la pendiente transversal de la sección, pero no mayor del 25%.

El coeficiente  $C_{f,x0}$  se obtiene de la relación ancho espesor de la superestructura o de la figura E.5

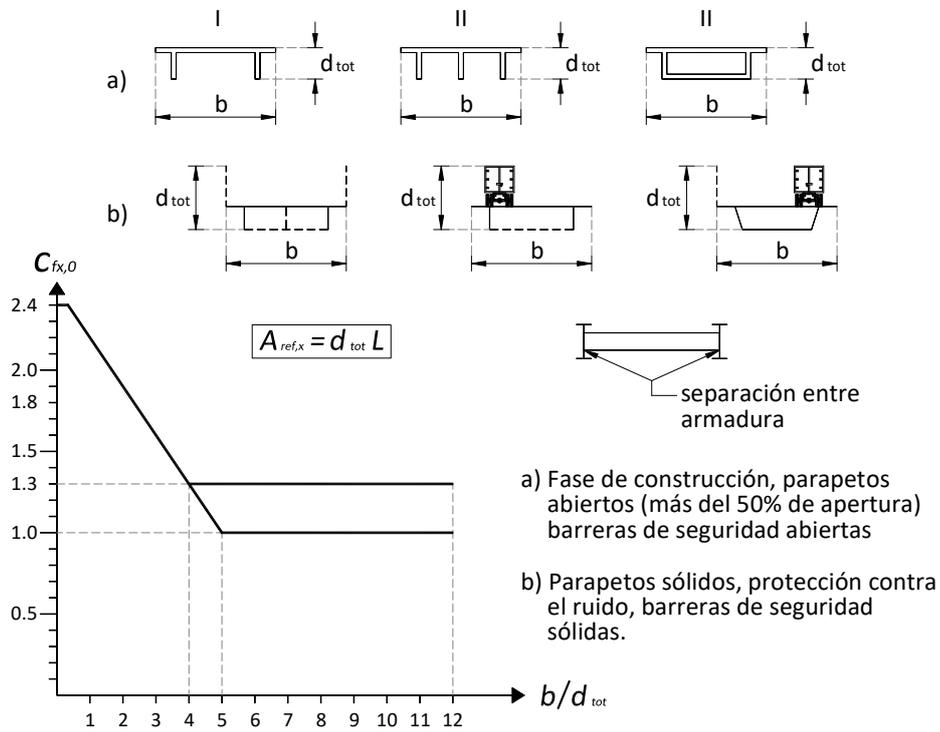


Figura E.5 Coeficiente de fuerza para puente,  $C_{fx,0}$

A consideración de que un análisis dinámico sea requerido, el factor de carga

A consideración de que un análisis dinámico sea requerido, el factor de carga  $C$  puede ser también evaluado de una manera más sencilla utilizando la tabla E.2. Referidos a un terreno categoría II, con vegetación baja, como hierba y obstáculos aislados (árboles, edificios) con separaciones entre obstáculos de 20 m de altura. Para valores intermedios de  $z_e$  se permite realizar una interpolación lineal de  $b / d_{tot}$ .

Tabla E.2 Valores recomendados del factor  $C$  para puentes

$b / d_{tot}$	$z_e \leq 20$ m	$z_e = 50$ m
$\leq 0.5$	6.7	8.3
$\geq 4.0$	3.6	4.5

### C.2.2 LAS FUERZAS DEL VIENTO EN LA CUBIERTA EN LA DIRECCIÓN $y$

Donde las fuerzas del viento longitudinales relevantes en la dirección  $y$  se puede suponer igual a 25% de las fuerzas del viento en la dirección  $x$  para puentes con vigas y 50% de las fuerzas del viento en la dirección  $x$  para puentes con armaduras.



### C.2.3 LAS FUERZAS DEL VIENTO EN LA CUBIERTA EN LA DIRECCIÓN $z$

Para fuerzas verticales del viento ascendente y descendente en la dirección  $z$  se pueden determinar usando un coeficiente de fuerza  $C_{f,z}$ , que no debe ser usado para calcular las vibraciones verticales del tablero del puente.

En ausencia de pruebas de túnel de viento se recomienda utilizar un valor de  $C_{f,z} = \pm 0.9$ , este valor considera en forma global la influencia de la posibilidad de pendiente transversal en el tablero, de la pendiente del terreno y de las fluctuaciones del viento al incidir con diferentes ángulos sobre el tablero.

Teniendo en cuenta los datos indicados en la figura E.6, los valores alternativos de  $C_{f,z}$ , se pueden obtener de los diagramas presentados en la figura E.7. Estos diagramas son válidos en el rango de  $-10^\circ \leq \theta \leq 10^\circ$ , donde  $\theta$  es la suma de  $\alpha$ , que es la inclinación de la dirección del viento en el plano vertical, y  $\beta$ , la inclinación del tablero. Al utilizar los diagramas, la altura total  $d_{tot}$  puede estar limitada a la altura del tablero, sin tener en cuenta la presencia de tráfico o cualquier accesorio del puente.

La altura de referencia puede suponer sea  $z_e$ , como en los casos anteriores.

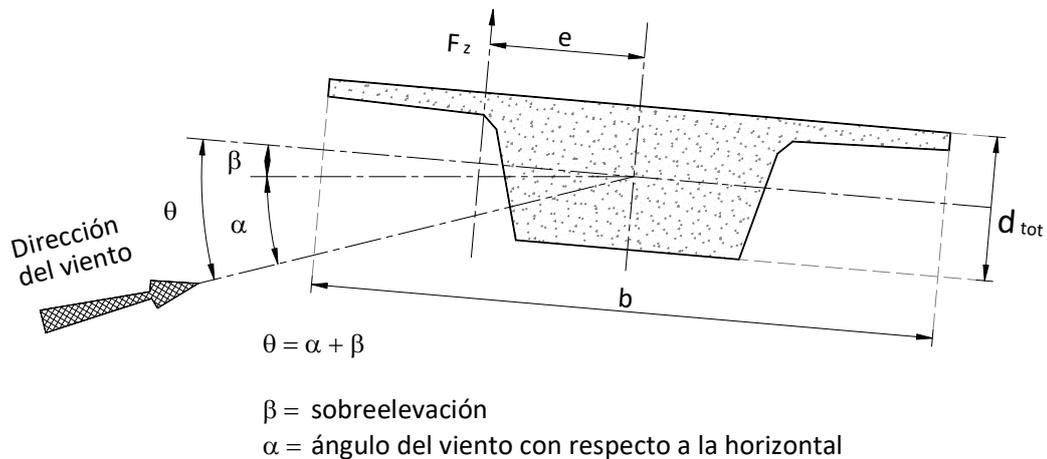


Figura E.6 Pendiente transversal e inclinación de viento en la dirección  $z$ , fuerzas de viento

Para terrenos montañosos, cuando la cubierta del puente este a una altura de al menos 30 m por encima del suelo, y para todos los casos de terrenos planos y horizontales, el ángulo  $\alpha$  del viento con respecto a la horizontal, debido a la turbulencia, puede tomarse como  $\pm 5^\circ$ .

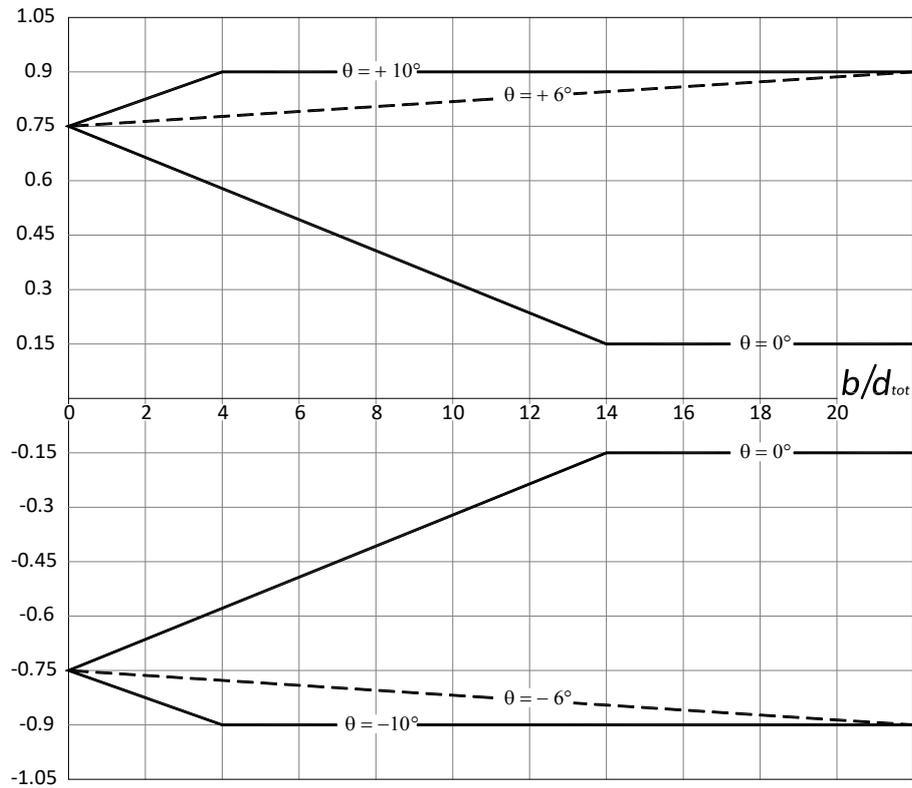


Figura E.7 Coeficiente de fuerza, para puentes con pendiente transversal e inclinación del viento

El área de referencia  $A_{ref,z}$  debe ser igual a la zona plana del puente,  $A_{ref,z} = bL$  siendo  $b$  la ancho total y  $L$  la longitud del puente.

La fuerza vertical  $F_z$ , que es relevante sólo si es del mismo orden de magnitud de la carga muerta, se puede considerar aplicada con una excentricidad  $e = b/4$ , mientras no se especifique lo contrario.

### 2.3 FUERZA DEL VIENTO EN PILAS

Las acciones del viento sobre los tableros del puentes y sus pilas de apoyo deben ser calculados mediante la identificación de la dirección más favorable del viento en toda la estructura para el efecto de que se trate.

Se calculara por separado las acciones del viento para situaciones transitorias durante las fases de construcción cuando no sea posible la transmisión horizontal o redistribución de las acciones del viento por el tablero. Si durante estas fases la pila puede soportar piezas de cubierta en voladizo, andamios de construcción, una posible asimetría de las acciones del viento sobre tales elementos deben tenerse en cuenta.



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# APÉNDICE D

## SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES (SHB)

### D.1 ESPECIFICACIONES PARA CARGA DE VIENTO EN PUENTES CARRETEROS

#### D.1.1 GENERALIDADES

Las especificaciones para puentes carreteros (SHB) es el código de diseño para puentes con longitudes de tramos menores a 200 m.

La carga de viento para la superestructura del puente está horizontalmente distribuidos y aplicados normal al eje longitudinal del puente. La carga de viento de diseño se ha de aplicar de una manera que se considere la condición más desfavorable para el diseño de cada elemento. En caso que el puente cuente con barreras contra ruido, las condiciones de carga de viento pueden ser reducidos, teniendo en cuenta el medio ambiente del viento en el sitio y de los detalles estructurales de la barrera contra ruido.

No habrá reducción de la carga por viento en primer lugar porque no se requieren las barreras contra ruido, a menos que la zona circundante está fuertemente urbanizada.

En efecto, si el área tiene una topografía urbanizada, será razonable esperar una cierta reducción de la velocidad media del viento. También se considera que las barreras contra ruido a menudo se diseñan de tal manera que la carga de viento sobre ellas, no se transmitan a la estructura del puente.

### D.2 CARACTERÍSTICAS BÁSICAS DEL VIENTO A CONSIDERAR EN EL DISEÑO

#### D.2.1 Velocidad Básica del Viento

La velocidad básica del viento  $\overline{U}_{10}$  se utilizara de 19.03 m/s que es la que se presenta en la zona donde se ubica el puente.



### D.2.2 Diseño Velocidad del Viento

La velocidad del viento de diseño  $\overline{U}_z$  para cada parte estructural se define teniendo en cuenta su altura de referencia.

$$\overline{U}_z = \mu_1 U_{10} \quad (\text{D.1})$$

Donde:  $\mu_1$  = factor de modificación de la velocidad del viento de diseño, teniendo en cuenta la elevación de la estructura.

$$\mu_1 = (z/10)^\alpha \quad (\text{D.2})$$

## D.3 DISEÑO ESTÁTICO

### D.3.1 Carga estática del viento

Para el diseño estático, sólo la fricción estática es que se considerará como la carga de viento de diseño.

- Carga de viento en las cubiertas y cables:

$$P_D = \mu_2 \frac{\rho \overline{U}_z^2}{2} C_D A_n \quad (\text{D.3})$$

- carga del viento para apoyos:

$$P_D = \mu_3 \frac{\rho \overline{U}_z^2}{2} C_D A_n \quad (\text{D.4})$$

Donde  $\mu_1, \mu_2$  = los factores de modificación que figuran en la Tabla D.1;  $\rho$  = la densidad del aire normalmente dada por 1.18 kg/m<sup>3</sup>;  $\overline{U}_z$  = la velocidad del viento de diseño se define en la Sección D.2.2;  $C_D$  = el coeficiente de fuerza de arrastre que en ausencia de pruebas de túnel de viento se considera de 0.7; y  $A_n$  = el área proyectada.



Tabla D.1 Factores de modificación

Parte de la estructura	Dirección	Estructura suspendida		Apoyos	
		Transversal	Longitudinal	Transversal	Longitudinal
Cables	$\mu_2$	1.55	-	1.35	-
Tirantes y armaduras rígidas	$\mu_2$	1.55	1.25	1.35	1.25,
Apoyos	$\mu_3$	-	-	1.55	1.5 (unión fija) 1.75 (unión libre)
Cables, tirantes y vigas rígidas	$\mu_2$	2.0	1.3	1.7	1.3
Apoyos	$\mu_3$	-	-	1.4	1.55 (unión fija) 1.7 (unión libre)
Cables y Viga	$\mu_2$	1.9	1.35	1.65	1.35
Apoyos	$\mu_3$	1.9	1.5	1.65	1.5 (unión fija) 1.8 (unión libre)

Donde  $\mu_1, \mu_2$  = los factores de modificación que figuran en la tabla 3.6;  $\rho$  = la densidad del aire normalmente dada por  $1.18 \text{ kg/m}^3$ ;  $\overline{U_z}$  = la velocidad del viento de diseño se define en la Sección 3.1.5.2;  $C_D$  = el coeficiente de fuerza de arrastre se define en el cuadro 3.7; y  $A_n$  = el área proyectada definida por la Tabla 3.8.

El coeficiente de fuerza de arrastre en este cálculo debe ser verificado mediante ensayos en túnel de viento. El cálculo de diseño tiene que ser repetido utilizando el valor experimental, si el valor asumido para el ángulo de ataque cero era diferente del valor experimental por 5% o más. La forma en que los coeficientes de modificación  $\mu_2, \mu_3$  se introducen básicamente se explica en la sección 1.2.1.



# Hoja dejada intencionalmente en blanco



# APÉNDICE E

## NORMATIVA CANADIENSE (CAN/CSA-S6-06)

### E.1 GENERALIDADES

Se especifican las cargas de viento de diseño para toda estructura carretera y proporciona los requisitos específicos para la subestructura y superestructura de un puente. También se proporciona una guía para la determinación de la tendencia a la inestabilidad aeroelástica en puentes sensibles al viento. Todas las cargas de viento en base a la presión del viento de referencia  $q$ , serán consideradas como cargas estáticas equivalentes.

#### E.1.2 PRESIÓN DEL VIENTO DE REFERENCIA

La presión del viento medio de referencia por hora  $q$ , para un periodo de retorno de:

- 100 años para las estructuras de puentes con cualquier tramo de 125 m de longitud o más;
- 50 años para las estructuras de puentes con un claro máximo menor de 125 m, estructuras de apoyo a luminarias superior a 16 m, y las estructuras con letreros altos;
- 25 años para las luminarias y estructuras de soporte de señal de tráfico de 16 m de altura o más cortos, o para cualquiera de las estructuras especificadas en los incisos a) a c) en su etapa de construcción.

Donde  $q$  se obtiene con la fórmula:

$$q = 0.05V^2 \quad (\text{E.1})$$

Donde  $q$  = presión del viento de referencia (Pa);  $V$  = velocidad media del viento (km/h)

Si la topografía en el sitio de estructura puede causar canalización del viento, la presión del viento de referencia se aumentará en un 20%.

#### E.1.3 COEFICIENTE DE EFECTO DE RÁFAGA

Para puentes vehiculares que no son sensibles a la acción del viento (que incluye la mayoría de los puentes de tramos menores de 125 m, excepto aquellos que son soportados por cable), los coeficientes de efecto de ráfaga  $C_g$ , se tomará como 2.0.



Para estructuras esbeltas, más ligeras, por ejemplo, puentes peatonales, alumbrado, carteles y soportes de señales de tráfico, barreras y elementos estructurales esbeltos,  $C_g$  se transitó como 2.5.

Para las estructuras que son sensibles a la acción del viento, el concepto factor de ráfaga no se utilizará y las cargas de viento se determinarán sobre la base de un análisis detallado de la acción del viento dinámico, utilizando el método aprobado que incluye los efectos de los embates.

#### E.1.4 COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN AL VIENTO

El coeficiente de exposición al viento  $C_e$ , no deberá ser inferior a 1.0, y se tomarán de la tabla E.1 o calculado como  $(0.10H)^{0.2}$ , donde  $H$  es la altura sobre el suelo a la parte superior de la superestructura. Para luminaria, carteles y soportes de señales de tránsito y de las barreras,  $H$  se considerará en la parte superior del nivel, el apoyo o estructura considerada. La altura sobre el suelo se medirá desde el pie de los acantilados o colinas escarpadas, cuando la estructura se encuentra en un terreno desigual, o desde el nivel bajo de agua para las estructuras sobre ella.

Tabla E.1 Coeficiente de exposición al viento  $C_d$

Altura sobre el suelo a la parte superior de la superestructura, $H$ , m	Coeficientes de exposición al Viento $C_d$
0 a 10	1
de 10 a 16	1.1
de 15 a 25	1.2
de 25 a 37	1.3
de 37 a 54	1.4
de 54 a 76	1.5
de 76 a 105	1.6

#### E.1.5 CARGA NO-UNIFORME

Las cargas de viento se aplicarán de manera uniforme o no uniforme sobre toda la estructura, lo que produzca los efectos más críticos. A menos que se lleve a cabo un análisis de la carga de viento no uniforme específico para la estructura, la carga no uniforme será 0.75 veces la carga uniformemente distribuida efectiva sobre cualquier parte de la estructura y la carga uniformemente distribuida efectiva completa se aplica sobre la parte restante.

#### E.1.6 VOLCAMIENTO Y ESTABILIDAD GENERAL

Cuando se aplican las cargas establecidas en el diseño de los miembros, se considerarán volcamiento, elevación y desplazamiento lateral.



### E.1.7 MÉTODOS ALTERNATIVOS

Pruebas de túnel de viento representativas o métodos más detallados de análisis pueden ser utilizados para establecer coeficientes de carga y criterios de diseño diferentes de los indicados en la presente sección.

Las cargas de viento derivados de los resultados de la prueba de túnel de viento se pueden utilizar con los factores de carga de viento.

## E.2 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

### E.2.1 GENERALIDADES

La superestructura estará diseñada para cargas de arrastre verticales y horizontales inducidas por el viento que actúan simultáneamente. La dirección del viento asumido será perpendicular al eje longitudinal de una estructura lineal o a un eje elegido para maximizar los efectos del viento inducido para una estructura en curva.

### E.2.2 CARGA DE ARRASTRE HORIZONTAL

La carga de viento por unidad de área frontal de la superestructura será aplicada horizontalmente:

$$F_h = q C_e C_g C_h \quad (\text{E.2})$$

donde  $q$ ,  $C_e$  y  $C_g$  son tal como se especifican en E.1.2, E.1.3 y C.1.4, respectivamente, y  $C_h = 2.0$ .

### E.2.3 CARGA DE ARRASTRE VERTICAL

La carga de viento por unidad de área expuesta en planta de la superestructura se aplicará verticalmente:

$$F_v = q C_e C_g C_v \quad (\text{E.3})$$

donde  $q$ ,  $C_e$  y  $C_g$  son tal como se especifican en E.1.2, E.1.3 y C.1.4, respectivamente, y  $C_v = 1.0$ . Se tomará la carga vertical para actuar ya sea hacia arriba o hacia abajo.

Además de la aplicación de  $F_v$  como una carga uniformemente distribuida sobre toda la superficie en planta, se considerará el efecto de una posible excentricidad en la aplicación de la carga, con el fin, de que esta misma carga total se aplique como una carga de línea vertical equivalente a un cuarto del ancho de la estructura en barlovento.

### E.2.4 CARGA DEL VIENTO SOBRE LA CARGA VIVA

La carga de viento horizontal por unidad de área frontal expuesta de la carga viva se calculará de acuerdo con la cláusula E.2.2, a excepción de que  $C_h$  se tome como 1.2. El área frontal expuesta de la



carga viva será de toda la longitud de la superestructura, como se ve en la elevación en la dirección del viento como se especifica en la cláusula E.2.1, o cualquier parte o partes de esa longitud que producen respuesta crítica, multiplicado por una altura de 3.0 m por encima de la superficie de la calzada para puentes vehiculares y 1.5 m en puentes peatonales. Áreas por debajo de la parte superior de una barrera de pared sólida serán ignoradas.

### **E.3 DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA**

#### **E.3.1 GENERALIDADES**

La subestructura debe estar diseñada para cargas inducidas por el viento que son transmitidas desde la superestructura y de las cargas de viento que actúan directamente sobre ella. Se considerarán las cargas para las direcciones del viento, tanto normales y esviadas con respecto a la línea central longitudinal de la superestructura.

#### **E.3.2 LAS CARGAS DE VIENTO TRANSMITIDAS DESDE LA SUPERESTRUCTURA**

La carga de arrastre horizontal especificada en la cláusula E.2.2 será resuelta en componentes transversales y longitudinales utilizando los coeficientes de modificación de ángulo de esviamiento especificados en la tabla E.2. Estas cargas se aplicarán como cargas en las líneas horizontales equivalentes en la elevación o el centroide del área frontal expuesta de la superestructura.

La carga vertical especificada en la cláusula E.2.3, modificada por el ángulo de esviamiento utilizando los coeficientes adecuados de la tabla E.2, se aplicará como una carga lineal hacia arriba o hacia abajo a lo largo de la línea central de la superestructura o a lo largo de la superestructura a un cuarto del ancho de esta en barlovento, lo que produce el efecto más crítico.

Los requisitos de la cláusula E.2.4 se aplicarán en la determinación de la carga del viento sobre la carga viva que se ha de trasladar a la subestructura. Las modificaciones especificadas para "Otros tramos" en la tabla E.2 se aplicarán a la carga de viento esviado de la carga en vivo en cualquier tipo de tramo.

Las cargas longitudinales se determinarán para vientos paralelos al eje longitudinal del puente (es decir, en un ángulo de inclinación de 90°) usando el área proyectada al viento de la superestructura del puente en la dirección longitudinal.



Tabla E.2 Modificación de las cargas de viento en la superestructura esviadas.

Ángulo de esviamiento (medido desde una línea normal al eje longitudinal), grados	Coeficientes de Modificación			
	tramos de celosía		otros tramos	
	Carga horizontal o vertical transversal	Carga horizontal longitudinal	Carga horizontal o vertical transversal	Carga horizontal longitudinal
0	1.00	0.00	1.00	0.00
15	0.93	0.16	0.88	0.12
30	0.87	0.37	0.82	0.24
45	0.63	0.55	0.66	0.32
60	0.33	0.67	0.34	0.38

### E.3.3 LAS CARGAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA

La subestructura debe estar diseñada para cargas de arrastre horizontal aplicada directamente. La carga de viento en unidad de área expuesta frontal de la subestructura se calculará de acuerdo con la cláusula E.2.2. El coeficiente de arrastre horizontal  $C_h$ , se tomará como 0.7 para pilas circulares, 1.4 para pilas octogonales y 2.0 para pilas rectangulares y cuadradas.

Para las direcciones del viento esviado con respecto a la subestructura, se obtendrán sus componentes rectangulares para actuar de forma perpendicular en las caras de la subestructura. Se supondrá estos componentes de carga para actuar horizontalmente en los centroides de las áreas expuestas y se aplicarán de forma simultánea con las cargas transmitidas a partir de la superestructura.

### E.4 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

#### E.4.1 GENERALIDADES

Inestabilidad aeroelástica, en la que el movimiento de la estructura con el viento produce fuerzas aerodinámicas que tiende a incrementar dicho movimiento, se tendrá en cuenta en el diseño de puentes y componentes estructurales susceptibles al viento. Los fenómenos aeroelásticos de formación de remolinos, galopeo, aleteo, y divergencia se considerarán en su caso.

#### E.4.2 CRITERIO PARA LA INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

Para estructuras sensibles al viento afectadas por las acciones del viento especificadas en la cláusula E.4.1, deberá demostrarse que el desempeño de la estructura sin más que la aplicación de los factores de carga es aceptable hasta una velocidad del viento más alta que la velocidad del viento de referencia  $V_{ref}$ . A menos que procedimientos y alternativas racionales estén disponibles, la velocidad del viento de referencia se tomará como:

$$V_{ref} = 1.24 \sqrt{\alpha_w q C_e} \quad (E.4)$$



donde  $\alpha_w$  = el factor de ocupación para el viento se especifica en la norma canadiense.

La velocidad del viento de referencia se tomará a la altura de la superficie. Puentes y sus componentes estructurales, incluyendo los cables, deberán estar diseñados para estar libre de daño por fatiga debido al vórtice inducido u oscilaciones por galope.



# APÉNDICE F

## SIMULACIONES NUMÉRICAS DE RÁFAGA DE VIENTO

### F.1 PROGRAMA PARA LA OBTENCIÓN DE SIMULACIONES COHERENTE E INCOHERENTE CON EL MÉTODO WAWS (ROSALES, 2018)

```
%% Programa para la obtención de simulaciones coherente e incoherente con el método WAWS
```

```
%% Importación de datos
```

```
clear  
close  
proVie = 3;  
proSim = 4;  
proLog = 4;  
propiedades = proVie + proSim + proLog;  
datos = importar(propiedades);
```

```
v = datos(1);  
h = datos(2);  
z0 = datos(3);  
t = datos(4);  
dt = datos(5);  
separacion = datos(6);  
simulaciones = datos(7);  
cn = datos(8);  
graficar = datos(9);  
exportar = datos(10);  
nodo = datos(11);
```

```
%Revisa si hay coherencia
```

```
if cn==true  
    cu=9;    cw=6;  
else  
    cu=0;    cw=0;  
end
```

```
[sNu, sNw, w] = densidadKaimal(h, v, z0);  
intTiempo = [0 t];  
N = t/dt;  
dw = (w(length(w)) - w(1)) / length(w);  
u = WindSimMult(sNu, simulaciones, separacion, v, dw, intTiempo, N, cu);  
w = WindSimMult(sNw, simulaciones, separacion, v, dw, intTiempo, N, cw);
```



```

T      = linspace(0,t,N);
if graficar; crearGrafica(T,u(nodo,:),w(nodo,:));end
if exportar; crearTxt(u(nodo,:),w(nodo,:));end

%% Función de densidad de kaimal
function [sNu,sNw,w]=densidadKaimal(z,V,z0)
    %Obtiene la función de densidad espectral en todo el dominio w

    U      = 0.4*V/(log(z/z0));
    %Definicion de variables
    w      = linspace(0,10,2000);
    sNu    = U^2*105*(z/V)./(1+33*w/(2*pi)*z/V).^ (5/3);
    sNw    = U^2*2*(z/V)./(1+5.3*w/(2*pi)*z/V).^ (5/3);
end

%% Función para las simulaciones
function
[x]=WindSimMult(Sw,numSim,separacion,velocidad,Dw,tiempo,Ndatos,coherencia)

    numFreq = 2000;
    dx      = separacion;
    t0      = tiempo(1);
    tf      = tiempo(2);
    t       = linspace(t0,tf,Ndatos);
    w0      = 0;
    w       = w0;
    x       = zeros(numSim,length(t));
    fi      = 2 * pi * rand(numSim,numFreq);

    if not(coherencia==0)
        % Con coherencia
        for ii = 1:numFreq
            cx = coherencia;
            Co = exp( -( cx *w* dx) / (2 * pi * velocidad));
            %Cholesky decomposition
            G = choleskySimplify(numSim,Co);

            a = sqrt(2 * Sw(ii) * Dw);

            for jj=1:numSim
                for k=1:jj
                    x(jj,:) = x(jj,:) + G(jj,k) .* a .* cos( w .* t +
fi(k,ii));
                end
            end
            w = w + Dw;
        end
    else
        %Sin coherencia

```



```

    for ii=1:numSim
        for jj = 1: numFreq
            x(ii,:) = x(ii,:) + sqrt(2* Sw(jj)* Dw ) .* cos ( w.*t +
rand (1) *2* pi);
            w          = w + Dw;
        end
    end
end
end
end

```

```

function [G]=choleskySimplify(matDimM,Coh)
    C = Coh;
    G = zeros (matDimM);
    for j=1:matDimM
        for m = 1:j
            if m == 1 && m<=j
                G(j,m) = C ^ (abs(j-m));
            else
                G(j,m) = C ^ (abs(j-m)) * sqrt(1-C ^ 2);
            end
        end
    end
end
end
end

```

```

%% Función para importar datos

```

```

function mDatos=importar(numDatos)

```

```

    [archivo,direccion] = uigetfile({'*.txt'},'File Selector');

```

```

    dirCom      = strcat(direccion,archivo);
    archivoID   = fopen(dirCom,'r');
    datos       = textscan(archivoID, '%s','Delimiter','\n');
    matriz      = datos{1};

```

```

    fclose(archivoID);

```

```

    varConst   = zeros(1,numDatos);
    revConst    = false;
    numConst    = 0;
    for i = 1 : length(matriz)
        if revConst == false
            constante = strsplit(matriz{i},'=');
            if length (constante)== 2
                num          = str2double(strsplit(constante{2}));
                numConst     = numConst + 1;
                varConst(numConst) = num(2);
                if numConst == numDatos, revConst=true; end
            end
        end
    end

```



```

        end
    end
    mDatos=varConst;
end

%% Función para exportar
function crearTxt(u,w)
    fileID = fopen('vel.txt','w');
    fprintf(fileID,'%6s %6s\n','u','w');
    fprintf(fileID,'%6.4f %6.4f\n',[u(:) w(:)]);
    fclose(fileID);
end

%% Función para graficar
function crearGrafica(T,u,w)
    subplot(2,1,1)
    plot(T,u,'b')
    xlabel('T [s]')
    ylabel('V [m/s]')
    title('Velocidad fluctuante u');

    subplot(2,1,2)
    plot(T,w,'b')
    xlabel('T [s]')
    ylabel('V [m/s]')
    title('Velocidad fluctuante w');
end

```

## F.2 PROGRAMA PARA OBTENER LOS DESPLAZAMIENTOS EN M PARA 8 DERIVADAS AERODINÁMICAS (ROSALES, 2018)

```

%% Programa para obtener los desplazamientos en m para 8 derivadas
aerodinámicas

clear
close all
proDim = 9;
derAer = 8;
proVie = 2;
proSim = 5;
coeAer = 5;
propiedades = proDim + derAer + proVie + proSim + coeAer;
datos = importar(propiedades);

rho = datos(1);
m = datos(2);
I = datos(3);
B = datos(4);
wh = datos(5);
wa = datos(6);
w = datos(7);

```



```

ch = datos(8);
ca = datos(9);
H1 = datos(10);
H2 = datos(11);
H3 = datos(12);
H4 = datos(13);
A1 = datos(14);
A2 = datos(15);
A3 = datos(16);
A4 = datos(17);
Cd = datos(18);
C1 = datos(19);
Cm = datos(20);
dC1 = datos(21);
dCm = datos(22);
V = datos(23);
h0 = datos(24);
a0 = datos(25);
vh = datos(26);
va = datos(27);
t = datos(28);
dh = datos(29);

Vr = V/(w*B);

[velU,velV] = importarVel();

%% Constantes autoexitables
k=B*w/V;
q=1/2*rho*V^2;

h1 = H1 / m * q * B * k / V;
h2 = H2 / m * q * B * k / V;
h3 = H3 / m * q * B * k^2 ;
h4 = H4 / m * q * B * k^2 / B;

a1 = A1 / I * q * B^2 * k / V;
a2 = A2 / I * q * B^2 * k / V;
a3 = A3 / I * q * B^2 * k^2;
a4 = A4 / I * q * B^2 * k^2 / B;

%constantes por rÃ¡fagas
b1 = q * B / V / m * 2 * C1;
b2 = q * B / V / m * (dC1 + Cd);
b3 = q * B ^2 / V / I * 2* Cm;
b4 = q * B ^2 / V / I * dCm;

constB=[b1 b2 b3 b4];
%% Soluci3n = 'flut8a';

C1 = h3-wh^2;          % h
C2 = h4;              % a

```



```

C3 = h1 - 2 *ch*wh; % dh
C4 = h2;           % da
C5 = a3;           % h
C6 = a4 - wa^2;    % a
C7 = a1;           % dh
C8 = a2-2*ca*wa;   % da

constHA=[C1 C2 C3 C4 C5 C6 C7 C8];
t0 = 0; tf = t; x0 = [h0 a0 vh va]; %start/final time and initial value

df = 'flut8a45';
tic
[t45,x45] = ode45(df,[t0 tf],x0,[],constHA,constB,velU,velV,dh);
toc
maxH=abs(max(x45(:,1)))
graficar(t45,x45);

%% Funcion de importar
function mDatos=importar(numDatos)

    [archivo,direccion] = uigetfile({'*.txt'},'File Selector');

    dirCom      = strcat(direccion,archivo);
    archivoID   = fopen(dirCom,'r');
    datos       = textscan(archivoID, '%s','Delimiter','\n');
    matriz      = datos{1};

    fclose(archivoID);

    varConst = zeros(1,numDatos);
    revConst = false;
    numConst = 0;
    for i = 1 : length(matriz)
        if revConst == false
            constante = strsplit(matriz{i},'=');
            if length(constante)== 2
                num = str2double(strsplit(constante{2}));
                numConst = numConst + 1;
                varConst(numConst) = num(2);
                if numConst == numDatos, revConst=true; end
            end
        end
    end
    mDatos=varConst;
end

function [u,v]= importarVel()
    [archivo,direccion] = uigetfile({'*.txt'},'File Selector');
    dirCom = strcat(direccion,archivo);
    vel = dlmread(dirCom, ',',1,0);
    u = vel(:,1);
    v = vel(:,2);
end

```



```
function graficar(t,x)
    subplot(2,2,1)
    plot(t,x(:,1),'b','LineWidth',1.25)
    xlabel('$t[s]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    ylabel('$h[m]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    grid on

    subplot(2,2,2)
    plot(t,x(:,2),'b','LineWidth',1.25)
    xlabel('$t[s]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    ylabel('$\alpha[rad]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    grid on

    subplot(2,2,3)
    plot(t,x(:,3),'b','LineWidth',1.25)
    xlabel('$t[s]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    ylabel('$V_h[m/s]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    grid on

    subplot(2,2,4)
    plot(t,x(:,4),'b','LineWidth',1.25)
    xlabel('$t[s]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    ylabel('$V_{\alpha}[rad/s]','Interpreter','latex','FontSize',11)
    grid on

end
```