



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN
PROGRAMA DE ESPECIALIZACIÓN EN PUENTES

TESINA

DISEÑO EÓLICO DE CABLES DE PUENTES ATIRANTADOS

QUE PRESENTA

ING. HÉCTOR FRANCISCO PERALES SÁNCHEZ

QUE PARA OBTENER EL

TÍTULO DE ESPECIALISTA

EN

PUENTES

TUTOR PRINCIPAL

DR. DARÍO RIVERA VARGAS, FES ACATLÁN

NEZAHUALCÓYOTL, ESTADO DE MÉXICO, 2023.



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



Tesina:

DISEÑO EÓLICO DE CABLES DE PUENTES ATIRANTADOS

RESUMEN

Ciertos puentes atirantados pueden ser susceptibles a efectos por viento, siendo una de las sollicitaciones que impacta en el diseño estructural de puentes. Debido a su geometría y composición estructural, los puentes atirantados se consideran altamente flexibles. A pesar de contar con puentes atirantados en México, es limitado el conocimiento sobre ingeniería eólica. En consecuencia, es necesario contar con criterios que permitan realizar análisis eólicos representativos de la respuesta de del sistema de cables. Por lo cual, en este trabajo se revisan y proponen algunos criterios para el diseño eólico del sistema de cables basado en conceptos de desempeño. Tomando como base la geometría del puente y las velocidades eólicas regionales asociados a diferentes periodos de retorno, así como los factores que modifican dicha velocidad, se obtienen las propiedades dinámicas de la estructura, mismas que son la base del análisis aerodinámico para estudiar el comportamiento de la estructura por galopeo, aleteo, así como por emisión y separación de vórtices y encontrar a su vez las velocidades a las que se asocian tales fenómenos aerodinámicos, a fin de revisar primeramente el deterioro por fatiga y estimar un periodo de mantenimiento, inspección y conservación con el fin de evitar la falla de estos elementos estructurales. Aplicando el enfoque de diseño basado en desempeño, se hace la revisión de cada tirante con base en la estimación de la demanda de fuerza de tensión para el periodo de retorno, con lo cual se puede diseñar cada cable del sistema a fin de satisfacer niveles de eficiencia que no comprometan la operación y seguridad de vida del puente.



Dissertation:
WIND DESIGN OF CABLE-STAYED BRIDGES

ABSTRACT

Certain cable-stayed bridges may be susceptible to wind effects, being one of the stresses that impacts the structural design of bridges. Due to their geometry and structural composition, cable-stayed bridges are considered highly flexible. Despite having cable-stayed bridges in Mexico, knowledge about wind engineering is limited. Consequently, it is necessary to have criteria that allow wind analysis to be carried out representative of the cable system's response. Therefore, this paper reviews and proposes some criteria for the wind design of the cable system based on performance concepts. Based on the geometry of the bridge and the regional wind speeds associated with different return periods, as well as the factors that modify said speed, the dynamic properties of the structure are obtained, which are the basis of the aerodynamic analysis to study the behavior of the structure by galloping, flutter, as well as by emission and separation of vortices and find the speeds at which such aerodynamic phenomena are associated, to first review the deterioration due to fatigue and estimate a period of maintenance, inspection, and conservation to avoid the failure of these structural elements. Applying the performance-based design approach, each stay is reviewed based on the estimation of the tension force demand for the return period, with which each cable in the system can be designed to satisfy levels of efficiency that do not compromise the operation and life safety of the bridge.

Dedicatorias

A Dios, mi pastor, con el que nada me falta.

A mis padres, por su infinito amor, motivación y disciplina.

A mi tata, Francisco Sánchez, por ser responsable de que, desde niño, tenga esta afición hacia los puentes y por ser una motivación e inspiración en mi vida.

A mi abuelos, tíos, primos y familia por todo su cariño y lo que me brindan.

A mi buen amigo Heraclio, por su apoyo incondicional siempre.

A Iliana, por su aprecio y entusiasmo en la culminación de este trabajo.

Agradecimientos

A mi tutor, el Dr. Darío Rivera Vargas, por acompañarme académicamente desde mis estudios de licenciatura y por brindarme parte de su valioso tiempo para el desarrollo de este trabajo.

A la UNAM y a la FES Aragón, por darme la oportunidad de cursar esta especialidad y cumplir una de mis metas profesionales. A mis profesores, por su paciencia y por los conocimientos adquiridos, agradeciendo particularmente también al ing. Alfredo Morales, por sus atenciones, apoyo y paciencia durante los cursos, así como a mis sínodos ing. Vicente Hernández Sánchez, ing. José Antonio Salazar Garrido y Dr. Mario Alberto Canales Alvarado por sus comentarios en la revisión de este trabajo.

A mis compañeros, Brenda, Cesar, Andrés, Arturo, Oscar y Abraham, de los que llevo grandes aprendizajes profesionales.

A la empresa ICA, por haberme permitido terminar mi especialidad a la par de formarme profesionalmente dentro de la ingeniería estructural y de puentes, de gran beneficio para mi presente y futuro profesional.

Gracias a la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 "Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones"

Héctor Francisco

"Se puede tratar de olvidar los recuerdos, pero no se puede borrar la historia"
Haruki Murakami, Los Años de Peregrinación del Chico sin Color.

CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	6
1.1. ANTECEDENTES Y PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	7
1.2. OBJETIVO Y ALCANCE	8
1.3. CONTENIDO DE LA INVESTIGACIÓN	8
CAPÍTULO 2. CONCEPTOS BÁSICOS DE INGENIERÍA EÓLICA Y PUENTES ATIRANTADOS	9
2.1. NATURALEZA DEL VIENTO	10
2.2. VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA	13
2.3. REGIONALIZACIÓN EÓLICA EN EL PAÍS	17
2.4. ESTRUCTURACIÓN DE PUENTES ATIRANTADOS	15
2.5. FUNCIÓN ESTRUCTURAL DE LOS CABLES	17
2.6. PUENTES ATIRANTADOS EN MÉXICO	19
2.6.1. PUENTE TAMPICO (1988).....	20
2.6.2. PUENTE MEZCALA (1993)	22
2.6.3. PUENTE QUETZALAPA (1993).....	23
2.6.4. PUENTE BARRANCA EL ZAPOTE (1993).....	25
2.6.5. PUENTE BARRANCA EL CAÑÓN (1993).....	27
2.6.6. PUENTE PAPALOAPAN (1995).....	28
2.6.7. PUENTE GRIJALVA I (2001).....	30
2.6.8. PUENTE BALUARTE (2012)	31
2.6.9. PUENTE EL CARRIZO (2013)	33
2.6.10. RESUMEN DE PROPIEDADES GEOMÉTRICAS Y DINÁMICAS DE PUENTES ATIRANTADOS EN MÉXICO	34
2.7. COMPORTAMIENTO EÓLICO DE PUENTES ATIRANTADOS.....	36
CAPÍTULO 3. DISEÑO EÓLICO DE PUENTES ATIRANTADOS	42
3.1. REGLAMENTOS DE DISEÑO	43
3.1.1. NORMA MEXICANA (IMT, 2001)	43
3.1.2. NORMA AMERICANA (AASHTO, 2020).....	44
3.1.3. REGLAMENTO CANADIENSE (CSA S6, 2019)	48
3.1.4. REGLAMENTO BRITÁNICO (DMRB, 2020).....	52
3.2. DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.....	71
3.3. CRITERIOS DE ANÁLISIS EÓLICO DE CABLES DE PUENTES ATIRANTADOS	78
3.4. PARÁMETROS FUNDAMENTALES PARA EL DISEÑO DE CABLES.....	79
3.5. APLICACIÓN A UN CASO DE ESTUDIO	81
3.5.1. DESCRIPCIÓN DEL PUENTE ATIRANTADO.....	83
3.5.2. UBICACIÓN Y VELOCIDADES DE DISEÑO.....	88
3.5.3. MODELO MATEMÁTICO	92
3.5.4. PROPIEDADES DINÁMICAS	95
3.5.5. VELOCIDADES CRÍTICAS.....	98
3.5.6. ANÁLISIS EÓLICOS DE LOS CABLES	102
3.5.7. DISEÑO EÓLICO DE CABLES	110
3.5.8. REVISIÓN POR FATIGA	123
CONCLUSIONES	126
REFERENCIAS	128

CAPÍTULO 1.
INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes y planteamiento del problema

Dentro de la ingeniería de puentes se encuentra el diseño bajo cargas accidentales, como viento y sismo. En la literatura se describen diversos parámetros y criterios para el diseño de puentes por sismo y en menor medida, por viento. Lo anterior, es preocupante puesto que cierta tipología de puentes atirantados puede ser susceptibles a las vibraciones producidas por el viento y éste puede ser una de las solicitaciones que impacte en el diseño, además que es limitado el conocimiento en México sobre ingeniería eólica.

Los criterios que se pueden encontrar en su mayoría se aplican para puentes clasificados como rígidos y expuestos a ráfagas de viento de corta duración. Sin embargo, los puentes atirantados se encuentran fuera de esta clasificación, debido a que su geometría y composición estructural, se consideran altamente flexibles, aunque precisamente por esta característica son sensibles a los efectos eólicos.

En México se cuenta con un número importante de puentes atirantados construidos en diferentes épocas, tales como: Tampico (1988), Papaloapan (1995), Grijalva I (2001), Baluarte (2012), entre otros. En consecuencia, es necesario contar con criterios que permitan realizar análisis eólicos representativos de la respuesta de puentes atirantados, en particular del sistema de cables, así como de las consideraciones de diseño que permitan lograr adecuados niveles de desempeño estructural ante diferentes velocidades de viento que predominan en varias regiones de la República Mexicana en donde se ubican dichos puentes. Para ello, se requiere hacer una revisión de la literatura sobre ensayos en prototipos y modelos a escala de estas estructuras en pruebas conocidos como túnel de viento, en donde se replican las acciones del viento con el fin de estudiar y analizar sus efectos en el puente para corroborar si el diseño de la estructura es satisfactorio. Con lo anterior, es factible proponer procedimientos para el análisis numérico y criterios de diseño por viento como se comenta en los trabajos de Pozos-Estrada (2011), Gómez *et. al* (2010), entre otros.

1.2. Objetivo y alcance

Revisar los criterios básicos para el análisis numérico y diseño eólico de puentes atirantados, así como hacer la aplicación a un caso de estudio, ubicado en diferentes regiones eólicas de la República Mexicana. La investigación se limita al estudio de los sistemas de tirantes ante la acción del viento.

Así mismo se hace un planteamiento del diseño eólico de los cables basado en conceptos de desempeño.

1.3. Contenido de la Investigación

El presente trabajo está dividido en cuatro capítulos, cuya organización y contenido se describe a continuación:

En el primer capítulo, se plantea la importancia de desarrollar este proyecto de investigación, así como el objetivo y alcance del estudio, además de dar un panorama general del trabajo.

El segundo, se enfoca a dar un contexto sobre la ingeniería eólica y la conceptualización de puentes atirantados, así como describir algunos puentes atirantados que existen en México.

En el tercer capítulo, se comentan algunos parámetros eólicos encontrados en reglamentos de puentes; se tratan algunos aspectos sobre el diseño basado en desempeño; también, se describen los criterios y parámetros de diseño para el diseño eólico de puentes atirantados; por último, se presenta un ejemplo de aplicación, en donde, para un puente tipo, ubicado en diferentes regiones eólicas de la república mexicana, se ilustra el procedimiento de diseño propuesto basado en conceptos de desempeño.

En el cuarto capítulo, se describen las principales conclusiones derivadas de esta investigación, así como algunas recomendaciones para estudios futuros en el tema.

CAPÍTULO 2.

**CONCEPTOS BÁSICOS DE INGENIERÍA EÓLICA Y
PUENTES ATIRANTADOS**

2.1. Naturaleza del viento

El viento es un movimiento de aire originado, en gran medida, por corrientes térmicas en los primeros 15 km por encima de la superficie terrestre, como se muestra en la Figura 2.1 (Mendoza *et. al*, 2015).

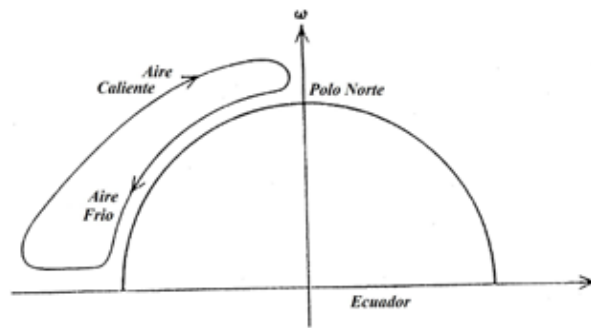


Figura 2.1 Flujo de masa alrededor de la atmósfera. (Simiu y Scanlan, 1996)

Mendoza *et. al* (2015) mencionan que una zona caliente como los trópicos, tendrán una columna de aire caliente por encima de su superficie, mientras que las regiones polares tendrán una columna densa fría por encima de ellas. Para una cierta altura, la presión en la columna fría será menor que en la caliente y el aire fluirá de la región de alta presión a la de baja presión. Esto produce una circulación básica de aire como se muestra en la Figura 2.2.

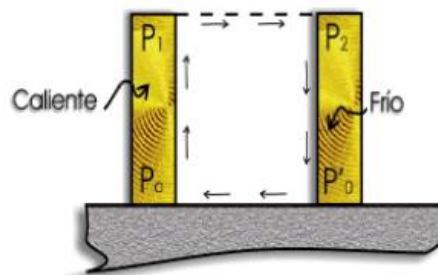


Figura 2.2. Circulación del aire alrededor de la atmósfera. (Sachs, 1978)

Otro factor importante en el movimiento del aire a gran escala, de acuerdo con Simiu y Scanlan (1996), es la rotación de la Tierra que da lugar primeramente a la aceleración sobre las partículas de aire que provoca un movimiento de aire hacia la derecha de su dirección de

movimiento en el hemisferio norte y hacia la izquierda en el hemisferio Sur. Por su parte, en las latitudes medias, las partículas de aire en la atmósfera tienen un momentum angular dirigido de oeste a este.

Como todo fluido, cuando el viento es obstaculizado por un objeto, se desvía para rodearlo. Estos desvíos de flujo producen presiones sobre el objeto, entre otras fuerzas, como se puede observar en la Figura 2.3 (Scruton y Flint, 1964).

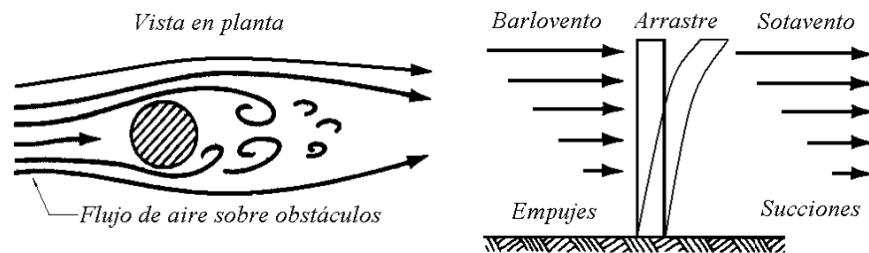


Figura 2.3. Flujo de aire sobre obstáculos fijos. (Scruton y Flint, 1964).

Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al flujo del viento, denominada barlovento, ejerciendo sobre ella empujes. En la cara opuesta, llamada sotavento, las estelas del flujo se separan del objeto provocando succiones. Ambos efectos dan lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto. En contraparte, sobre las caras laterales se presenta una distribución de presión que varía de empuje a succión, según la geometría de contacto.

Además de los efectos mencionados, en ciertas geometrías, la perturbación al flujo de viento implica la formación de vórtices, que se generan periódicamente y en forma asimétrica a cada lado del cuerpo, produciendo vibraciones transversales en el cuerpo o perpendiculares al flujo del viento, como se muestra en la Figura 2.4, tal como lo ilustra el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, Diseño por Viento (CFE, 2020).

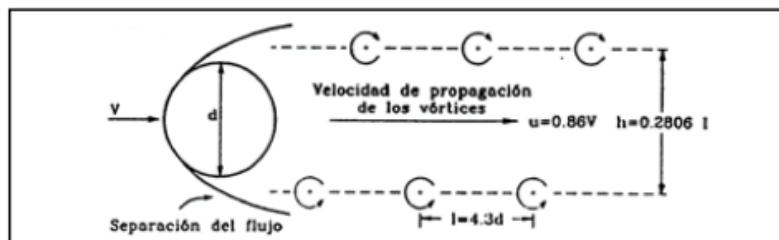
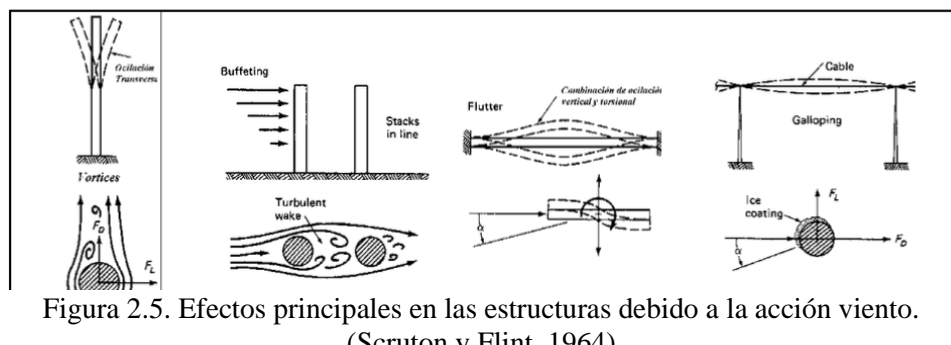


Figura 2.4. Vórtices de Benard-Von Karman. (CFE, 2020)

De acuerdo con Mendoza *et. al* (2015), para el estudio de la interacción del viento con las estructuras, las variables más importantes a considerar son: la velocidad de viento, la turbulencia, los efectos en dirección del viento, los efectos transversales y la inestabilidad, como se muestra en la Figura 2.5.



Para el caso de puentes, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT, 2001) define las acciones a considerarse en el diseño por viento, conforme a la clasificación que se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Acciones del viento a considerarse en puentes de acuerdo con el IMT (2001)

Empujes Estáticos	Causados por presiones y succiones del flujo del viento cuya variación con el tiempo es despreciable.
Empujes Dinámicos	Son fuerzas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento y cuya fluctuación en función del tiempo influye de manera significativa en la respuesta estructural.
Vibraciones Transversales al Flujo	Causadas por vórtices alternantes generados por la presencia de cuerpos cilíndricos o prismáticos dentro del flujo del viento.
Inestabilidad Aeroelástica	Es la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por los efectos combinados de la forma geométrica de la estructura y de los distintos ángulos de incidencia del viento.

El principal aspecto para considerar en la definición de la velocidad de diseño es la variación respecto a la altura de los obstáculos, así como también la topografía y la rugosidad del terreno.

2.2. Variación de la velocidad del viento con la altura

En la literatura se comenta que el viento varía con la altura debido a la fricción con la superficie de la Tierra. Esta variación dependerá a su vez de la rugosidad del terreno donde a cierta altura, la velocidad no se verá afectada y permanecerá constante.

Lo anterior se atribuye a que la rugosidad del terreno retrasa la velocidad del viento cerca del éste, puesto que las capas más bajas de aire retrasan a aquellas ubicadas por encima, resultando en diferentes velocidades de viento desde el nivel del terreno hasta que las fuerzas entre capas de viento hacen la diferencia de la velocidad igual a cero. En la Figura 2.6, se muestra un esquema de la variación típica de lo velocidad del viento respecto a la altura.

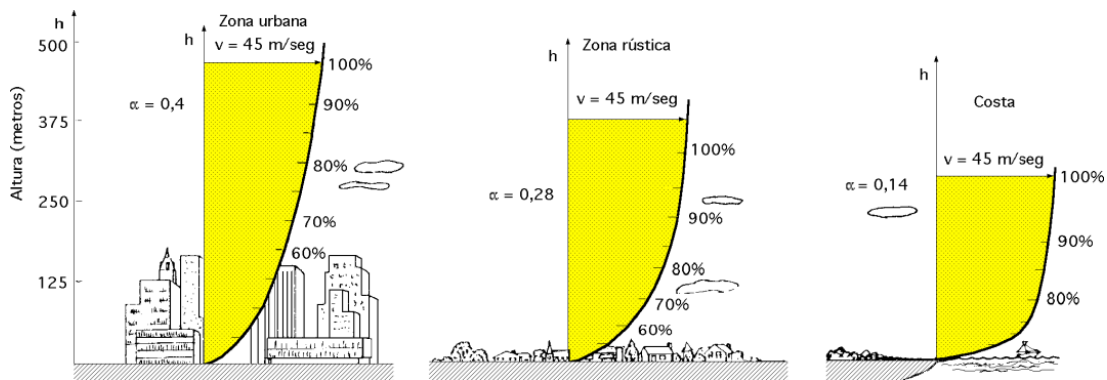


Figura 2.6. Ejemplo típico de variación de la velocidad del viento respecto a la altura.
(Racero, 2012)

Para estimar la variación de la velocidad del viento respecto a la altura de un puente, se toma en cuenta un factor de exposición. Dicho factor considera la rugosidad del terreno, así como un factor de tamaño de la estructura. De acuerdo con algunos documentos en México, tales como las del IMT (2001) y el manual de diseño por viento de la CFE (2020), el factor de exposición se puede estimar con la expresión (2. 1):

$$F_{\alpha} = F_c F_{\gamma Z} \quad (2.1)$$

donde:

F_{α} = Factor de exposición, adimensional

F_c = Factor de tamaño, adimensional, que según el tamaño de la estructura (Te), se toma de la Tabla 2.2.

$F_{\gamma Z}$ = Factor de rugosidad, adimensional, que depende del tamaño de la estructura (Te), de la altura del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC) y de la rugosidad del terreno del lado de barlovento, y que se calcula mediante las siguientes fórmulas:

$$F_{\gamma Z} = 1.56 \left(\frac{10}{\delta} \right)^{\alpha} \quad \text{Si } z \leq 10 \text{ m} \quad (2.1.1)$$

$$F_{\gamma Z} = 1.56 \left(\frac{z}{\delta} \right)^{\alpha} \quad \text{Si } 10 < z \leq \delta \quad (2.1.2)$$

$$F_{\gamma Z} = 1.56 \quad \text{Si } z > \delta \quad (2.1.3)$$

donde:

z = Altura del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el Nivel de Aguas de Construcción (NAC), (m)

δ = Altura a partir del nivel del terreno o del nivel de aguas de construcción (NAC), por encima de la cual la velocidad del viento es prácticamente constante, donde ya no influye la rugosidad del terreno, (m)

α = Exponente adimensional que determina la forma de variación de la velocidad del viento con la altura z .

Los valores de α y δ , dependiendo de la categoría del terreno según su rugosidad y del tamaño de la estructura, se obtienen tomando en cuenta la información de la Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Elementos para determinar el factor de exposición, F_α (IMT, 2001)

Categoría del terreno según su rugosidad	Exponente α			Altura δ (m)
	Tamaño de la estructura (T_e) (Máxima dimensión horizontal o vertical)			
	$T_e < 20$ (m)	$20 < T_e < 50$ (m)	$T_e > 50$ (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 (F_C)	1.00	0.95	0.90	

Adicionalmente al factor de exposición, para conocer la variación de la velocidad se necesita tomar en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplanta la estructura, estableciendo un factor de topografía (F_T). Dicho factor, de acuerdo con el IMT (2001), se puede estimar referenciándose con la Tabla 2.3, según sean las características del terreno circundante.

Tabla 2.3. Factor de topografía, F_T (IMT, 2001)

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 cinco por ciento.	1.00
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre cinco y diez por ciento, valles abiertos y litorales planos.	1.10
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de diez por ciento, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.20

Una vez estimados los factores de exposición y de topografía, es posible determinar una velocidad de diseño (V_D), a través de la ecuación (2. 2), tomada del IMT (2001).

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \quad (2. 2)$$

donde:

V_D = Velocidad de diseño del viento (km/h).

F_T = Factor de topografía (adimensional).

F_α = Factor de exposición (adimensional).

V_R = Velocidad regional del viento en el sitio donde se ubica la estructura (km/h).

De acuerdo con el IMT (2001), la velocidad regional del viento es la máxima probable que puede presentarse con un cierto periodo de retorno, ocurriendo a una altura de diez metros sobre la superficie de un terreno de campo abierto en lomerío con algunas obstrucciones.

2.3. Regionalización eólica en el país

De acuerdo con el IMT (2001), la velocidad regional del viento (V_R) es la máxima probable que puede presentarse con un cierto periodo de recurrencia (o periodo de retorno) en una región o localización. Con motivo de determinar la velocidad regional en la República Mexicana, se han elaborado mapas de isotacas correspondientes a diferentes periodos de retorno. Un mapa de isotacas es un instrumento hidrológico y meteorológico donde se trazan líneas sobre puntos o localizaciones donde la velocidad de un fluido (como el agua o el viento) es igual. Algunos de estos mapas correspondientes a velocidades de viento, se pueden encontrar en documentos como el del IMT (2001) y CFE (2020), cuyos periodos de retorno asociados que suelen manejarse son: 10, 50 y 200 años.

Adicionalmente, el documento de la CFE (2020) contempla el concepto de velocidad regional óptima, cuya definición es la máxima velocidad para la cual se minimiza el costo total en función del costo de pérdidas introducido en un parámetro adimensional, Q , llamado factor de pérdidas. En este caso la velocidad regional óptima se determina tomando en consideración tanto la importancia de las pérdidas a través del valor de Q , como de la localización geográfica del sitio de desplante de la construcción, señalando que este criterio aplica para estructuras flexibles.

Para la aplicación práctica de este criterio se han asociado valores de $Q=15$ y $Q=5$, según la importancia de la estructura, estableciendo mapas de isotacas asociados a estos dos valores y complementado los asociados a los periodos de retorno ya mencionados, señalando a su vez que las velocidades regionales asociadas a estos valores de Q , son mayores a las velocidades regionales asociadas a periodos de retorno. En las figuras Figura 2.7, Figura 2.8 y Figura 2.9, se muestran ejemplos de mapas de isotacas con las velocidades regionales a lo largo de toda la República Mexicana, para periodos de 10, 50 y 200 años, respectivamente.

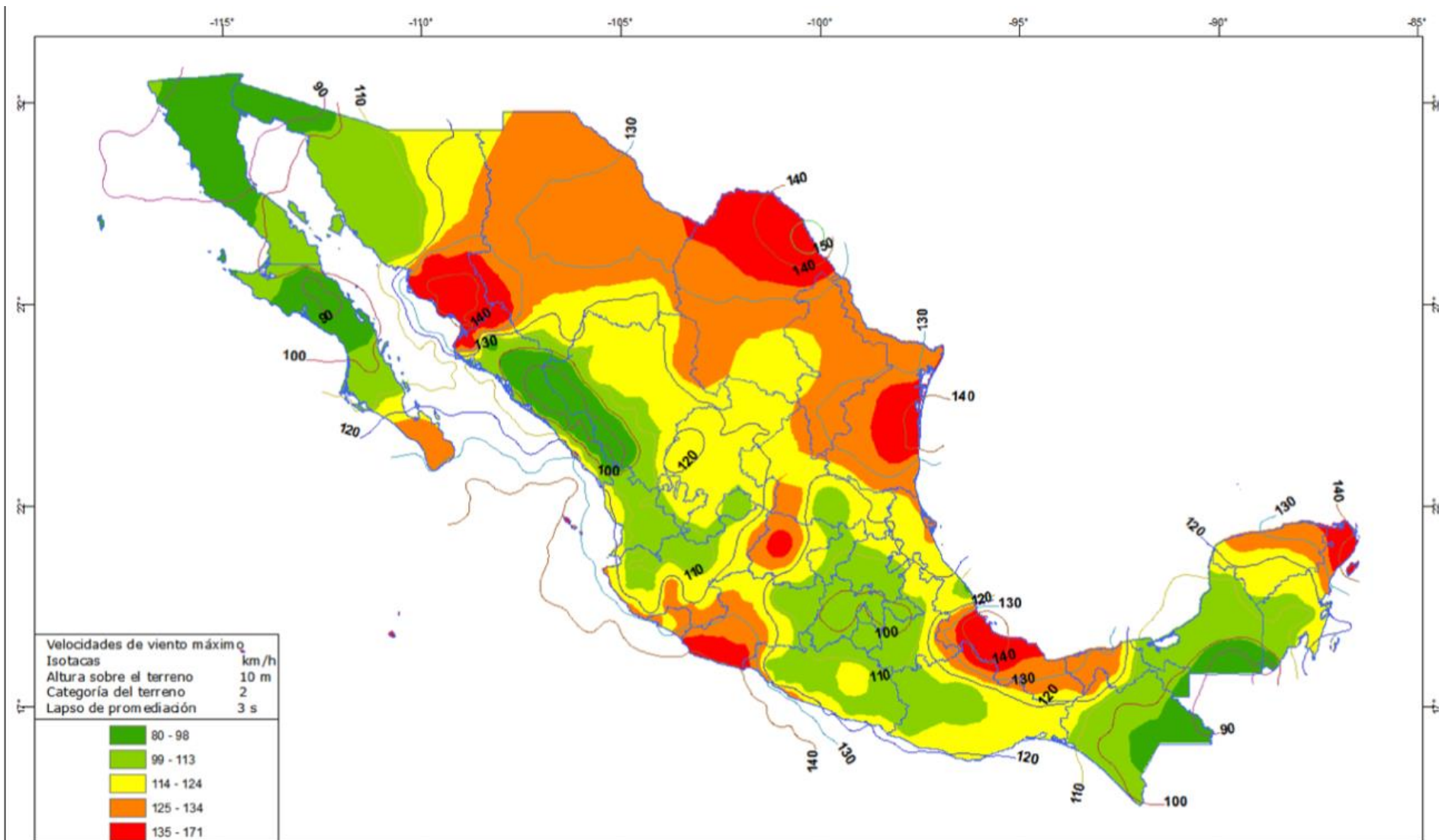


Figura 2.7. Mapa de Isotacas para Velocidades Regionales en la República Mexicana con Periodo de Retorno de 10 años. (CFE, 2020)

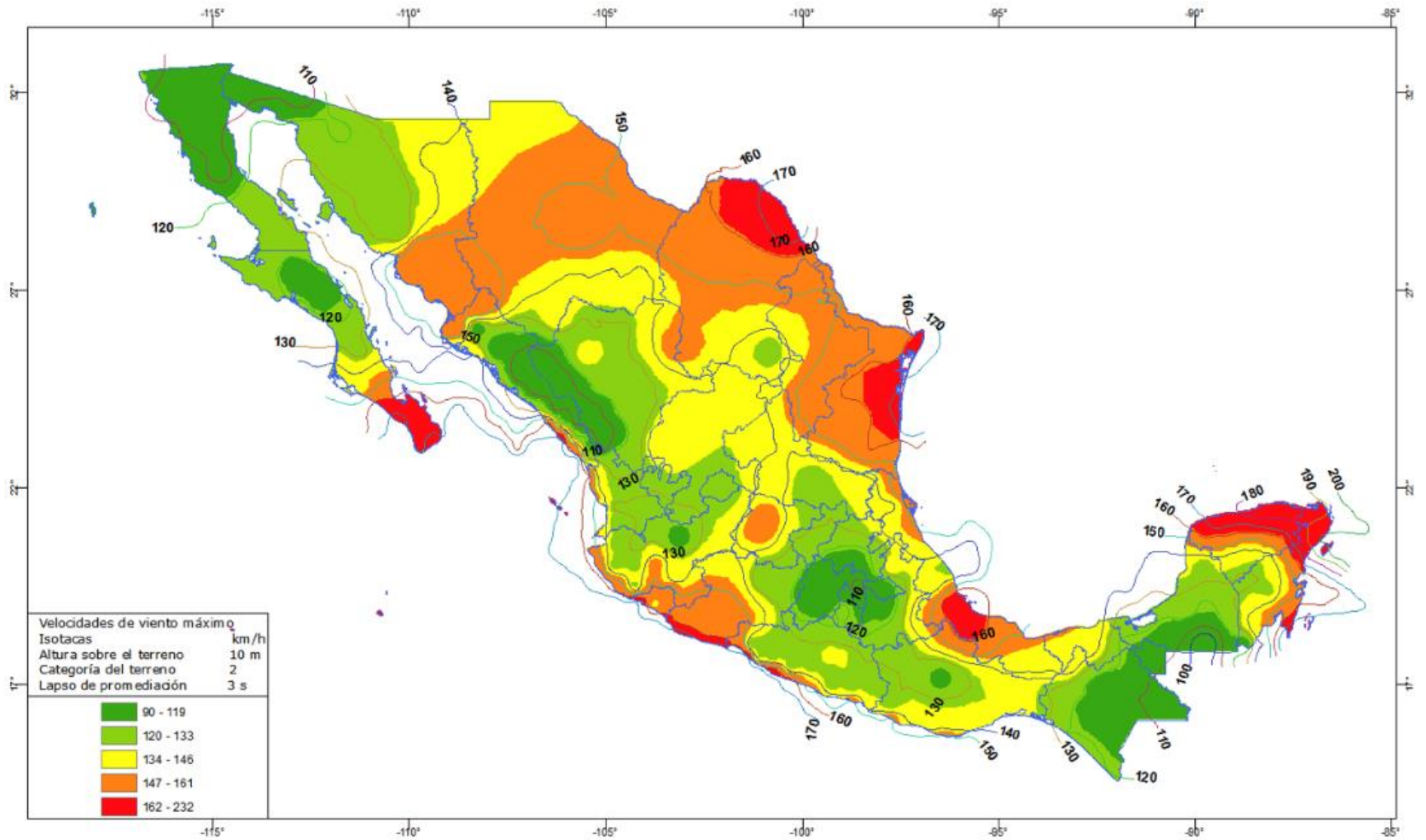


Figura 2.8. Mapa de Isotacas para Velocidades Regionales en la República Mexicana con Periodo de Retorno de 50 años. (CFE, 2020)

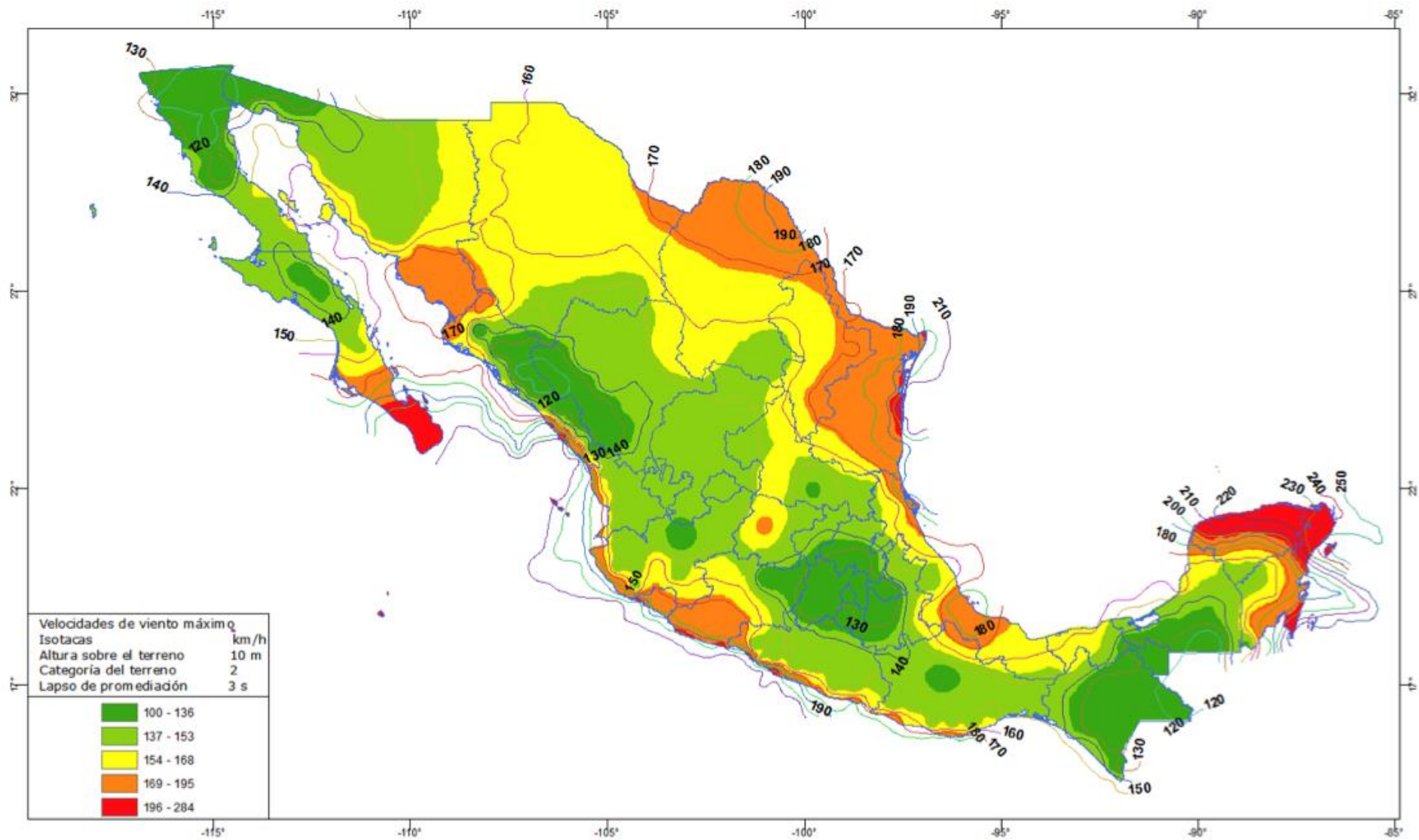


Figura 2.9. Mapa de Isotacas para Velocidades Regionales en la República Mexicana con Periodo de Retorno de 200 años. (CFE, 2020)

2.4. Estructuración de puentes atirantados

Los puentes atirantados se componen de tres elementos; el tablero, los cables o tirantes y las pilas. El diseño de estos elementos se relaciona íntimamente entre sí, ya que, entre ellos se reparten la carga de forma que, en un caso extremo, el tablero sea estructuralmente resistente para soportar la mayoría de la carga, tal cual se ilustra en la Figura 2.10a.

Por otra parte, el tablero puede tener una mínima capacidad de carga, en tanto que la pila y un suficiente número de cables sean los que resisten la mayor carga (Figura 2.10b).

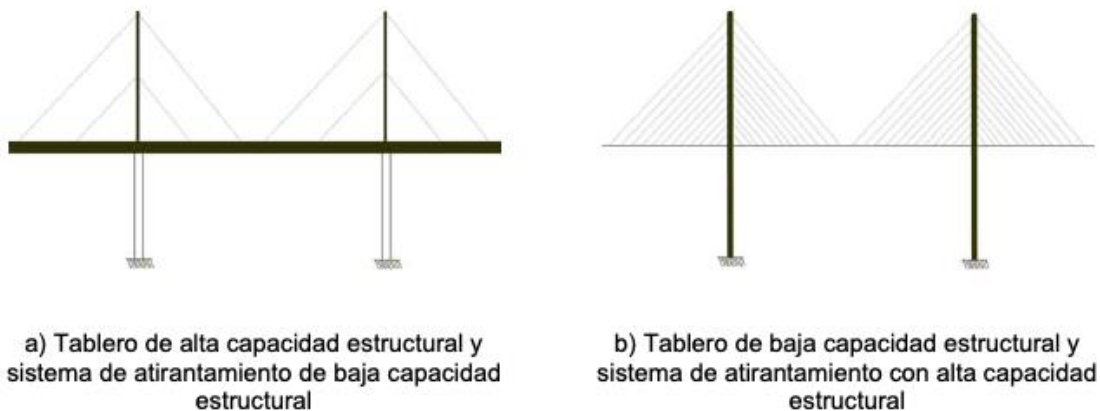


Figura 2.10. Condiciones Extremas Consideradas para el Diseño de Puentes Atirantados (Carrión *et. al*, 2005)

Uno de los aspectos fundamentales que se debe analizar en el diseño de un puente atirantado es la distribución y el arreglo del sistema de suspensión, ya que este no solo afecta el comportamiento y desempeño estructural del puente, sino también sus dimensiones, los métodos constructivos y, al final, el costo total de construcción (Carrión *et. al*, 2005).

Los sistemas de suspensión pueden ser, en general, de tres diferentes tipos; de suspensión central (Figura 2.11a), suspensión lateral (Figura 2.11b) y suspensión en tres planos (Figura 2.11c). La elección del tipo de suspensión depende del ancho del tablero y de la rigidez necesaria para que soporte cargas torsionales.

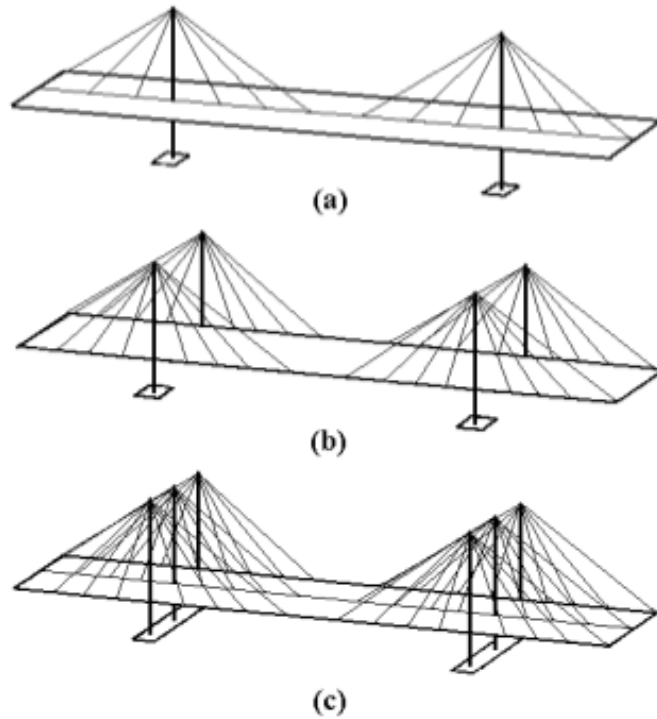


Figura 2.11. Tipos de Puentes, según el número de planos de atirantamiento (Carrión *et. al.*, 2005)

En cuanto al diseño de las pilas, las formas geométricas más comunes que se encuentran son las que se muestran en la Figura 2.12.

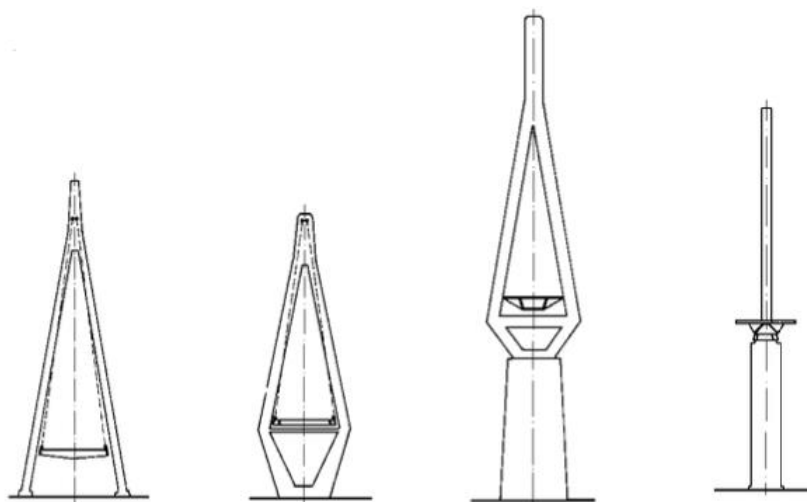


Figura 2.12. Diseños típicos de pilas (Carrión *et. al.*, 2005)

La selección del tipo de pila depende en gran medida del ancho del tablero, la altura, el claro del puente y fundamentalmente del sistema de atirantamiento. Los puentes atirantados son estructuras altamente redundantes, donde las cargas se distribuyen de distintas formas a través de los diferentes tirantes y columnas o pilas, por lo que el objetivo principal de la estructuración de puentes atirantados es optimizar el arreglo de los tirantes y las dimensiones de las secciones transversales del tablero y las columnas.

2.5. Función estructural de los cables

En los puentes atirantados se consideran críticos los tirantes y los elementos de anclaje de los tirantes. Para su diseño hay dos objetivos fundamentales que se persiguen: Primero, asegurar que las tensiones de los cables se pueden controlar durante el proceso constructivo y mantenerlos durante su vida en servicio; segundo, asegurar la integridad de los cables y los elementos de sujeción para que factores ambientales y externos no afecten su resistencia o capacidad estructural, siendo uno de los principales problemas la corrosión (Carrión et. al, 2005).

En cuanto a los tirantes, se utilizan aceros especiales de muy alta resistencia y se configuran por barras paralelas (acopladas y no acopladas), alambres paralelos, tendones y rollos compactos de alambres. En la Tabla 2. 4 se presentan algunas configuraciones típicas con sus características.

Tabla 2. 4 Ejemplos de algunos diseños típicos de tirantes (Carrión et. al, 2005)

Tipo de Cable	Barras acopladas 7 Φ 36 Acero 835/1030	Barras no acopladas 26 Φ 16	Alambres Paralelos 128 Φ 15	Tendones 27 Φ 15	Rollo Compacto de Alambres	
Características	Barras Φ 26,5,32,36 mm	Barras Φ 16 mm	Alambres Φ 6, 7 mm	Tendones Φ 0.5, 0.6, 0.7 in	Alambres Φ 2.9 – 7 mm	
Esfuerzo de cedencia (kg/cm ²)	8,350-10,800	13,500	14,700	15,700 - 16,700	---	
Esfuerzo último β_z (kg/cm ²)	10,300-12,300	15,000	16,700	17,700 – 18,700	10,000-13,000	
Fatiga	$\Delta\sigma$ (kg/cm ²)	800	---	3500	3000 – 3200	1200-1500
	Σ_{max}/β_z	0.60	---	0.45	0.5 – 0.45	0.45
Módulo de Elasticidad E (kg/cm ²)	2,100,000	2,100,000	2,050,000	1,900,000 - 2,000,000	1,600,000 - 1,650,000	
Carga de fatiga (t)	73,390	76,240	74,870	76,340	73,100	

En cuanto los elementos de anclaje en general son diseños patentados cuyo fabricante establece los procedimientos de tensado, de tal forma, que se controle la tensión final y el perfil del tablero. El diseño del sistema de anclaje depende del tipo de tirantes utilizados; en la Figura 2.13 se muestran los diseños típicos de sistemas de anclaje, como son: barras, alambres y tendones.

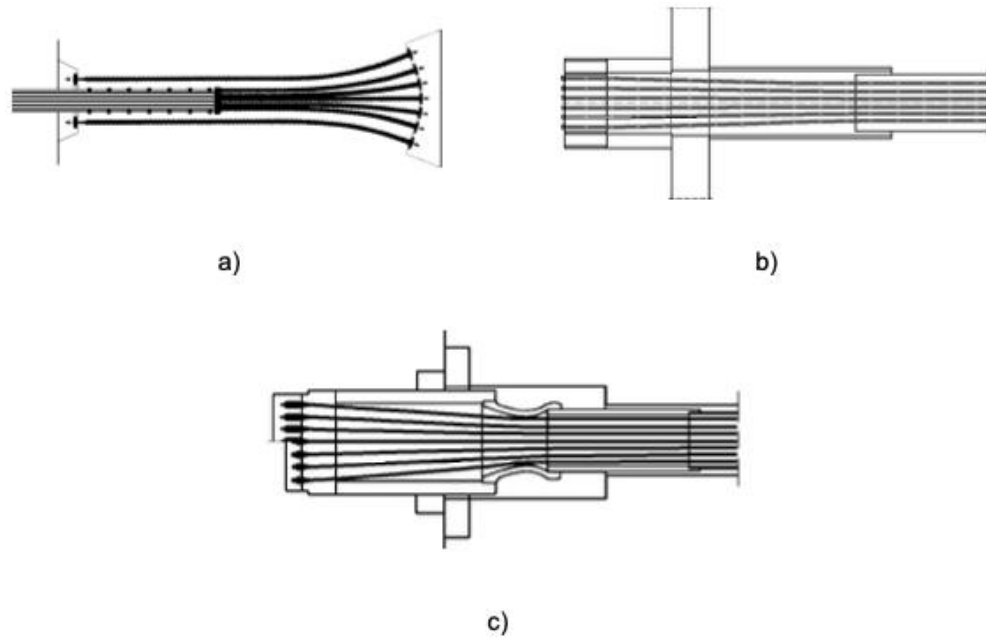


Figura 2.13. Diseños típicos de sistemas de anclaje para a) barras, b) alambres y c) tendones (Carrión *et. al.*, 2005).

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

2.6. Puentes atirantados en México

Conforme al trabajo de la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT, 2015), en México se tienen algunos casos de puentes que han implicado un desafío importante para la ingeniería, siendo ejemplo de ello nueve puentes atirantados, los cuales se comentarán brevemente a continuación:

2.6.1. Puente Tampico (1988)

Este puente se ubica cerca de los límites municipales de Tampico y Ciudad Madero, en la desembocadura del río Pánuco, en el estado de Tamaulipas. El puente tiene una longitud total de 1543 m; lo componen tres partes: una principal, de tipo atirantado y dos viaductos de acceso. La primera es de 780 m de largo, con un tramo central de 360 m y a cada lado tres de 70 m (Figura 2.14).



Figura 2.14. Vista general del puente Tampico (www.elsoldetampico.com.mx)



(a)

(b)

Figura 2. 15. Atirantamiento del puente Tampico (a; www.elsoldetampico.com.mx) (b; SICT, 2015)

El atirantamiento del tramo principal es axial (figura 2.15a), dispuesto en forma de medio abanico (figura 2.15b). Está integrado por 44 cables de longitud variable, desde los 58 m hasta los 206 m. Los cables están constituidos por torones galvanizados. Su diámetro nominal es de 160 mm y su área efectiva es de 150 milímetros cuadrados.

El número de torones varía de 33 hasta 60 por cable; se alojan en tubos de polietileno de alta densidad, de 20 cm de diámetro por 2 cm de espesor. El interior de cada tubo fue inyectado con una cera especial de alto punto de fusión, derivada del petróleo, que contiene inhibidores químicos de la corrosión y proporciona al cable de acero una amplia protección contra el ambiente agresivo de la zona.

Los cables se fijaron al mástil en uno de sus extremos, mediante un sistema de anclaje pasivo y, por el otro extremo al tablero de la superestructura, mediante un anclaje activo que permite poner en tensión cada uno, tanto durante el proceso de la construcción, como durante la operación para verificarlos y ajustarlos, en caso necesario.

2.6.2. Puente Mezcala (1993)

El puente Mezcala se ubica en el km 172+497 de la carretera federal Cuernavaca-Chilpancingo, siendo el punto de intersección que libra al río Balsas del municipio Eduardo Neri, en la Sierra Madre del Sur del estado de Guerrero.

El puente Mezcala cuenta con una longitud total de 893 m; el ancho total de la superestructura es de 19.6 m, para alojar cuatro carriles. Seis tramos conforman su superestructura; dos de ellos formados por dos traveses de sección "I", mientras que los cuatro restantes utilizan el sistema de atirantamiento apoyándose en tres mástiles de concreto en forma de H, de los cuales el más alto es de 73 m (Figura 2.16).



Figura 2.16. Vista general del puente Mezcala (SICT, 2015)

El sistema de atirantamiento está conformado por tres arpas que en total poseen 140 tirantes con una longitud máxima de 185 m cada uno, integrados por torones galvanizados que varían en cantidad de 19 a 31 por tirante con 15 mm de diámetro individual y se encuentran cubiertos con grasa inhibidora de corrosión y recubiertos, con fundas individuales de polietileno de alta densidad de 20 mm de espesor, resistentes a los rayos ultravioleta.

El sistema de anclaje consistió en sujetar cada uno de los cables individualmente haciendo uso de aparatos sencillos y ligeros, lo que permite garantizar una tensión idéntica en todos

los cables (Figura 2.17). Los tirantes se encuentran protegidos por barreras contra la corrosión debido a la agresividad que representa el clima de la zona. Para la inyección del torón se depositó cera en los espacios capilares de los cables que constituyen el tirante y la vaina de protección exterior, de manera que la circulación del agua a través del torón resulta imposible.

Sobre los mástiles de concreto son colocados los anclajes pasivos donde se instala una placa que permite apoyar un gato unifilar para jalar el hilo guía. Los anclajes definitivos se encuentran colocados sobre el tablero con los respectivos accesorios para el tensado en la sección circular de la dovela donde se alojará el tirante.



Figura 2.17. Anclaje y tirantes del puente Mezcala (SICT, 2015)

2.6.3. Puente Quetzalapa (1993)

A una distancia de 20 km del poblado de Quetzalapa, perteneciente al municipio de Huitzucó en el estado de Guerrero, en el km 166 sobre la autopista Cuernavaca-Acapulco se erigió el puente Quetzalapa. (Figura 2.18)

El puente salva un claro de 424 m y se conforma por cuatro apoyos. Los dos apoyos intermedios son pilones que poseen una forma tipo H que soportan el sistema de atirantamiento. Ambos pilones alojan en el mástil un total de 52 tirantes, divididos en dos medias arpas con 26 tirantes cada una distribuidos en 13 a cada lado. Cada tirante se forma con base en torones marca Beckaert variando desde los 12 hasta los 37 torones con 15 mm de diámetro espesor y una longitud comprendida entre 25.36 y 114.43 metros. (Figura 2.19)



Figura 2.18. Puente Quetzalapa (SICT, 2015)



Figura 2.19. Atirantamiento del puente Quetzalapa (SICT, 2015)

2.6.4. Puente Barranca El Zapote (1993)

El puente Barranca el Zapote se localiza en la Autopista Cuernavaca-Acapulco en el tramo Chilpancingo-Puente de Ixtla, km 114+425. Es una estructura atirantada; con un ancho total de 22.80 m, una longitud de 267.78 m y una altura de 85 m desde el fondo de barranca; el ancho de calzada es de 17 m con circulación en cuatro carriles y acotamientos a ambos lados de 0.5 m. (Figura 2.20)



Figura 2.20. Puente Barranca El Zapote (SICT, 2015)

La superestructura cuenta con 4 claros, siendo el segundo claro el atirantado con una longitud de 175.43 m (Figura 2.21). En total, el puente tiene 56 tirantes, de los cuales 28 se anclan a cada pilón, formando 14 pares. Éstos se anclan por medio de los tubos cañón que se encuentran sujetos en el estribo 1 y en los pilones, o soldados a las vigas longitudinales de la superestructura. Los tubos cañón son de acero estructural; en uno de sus extremos llevan soldada una brida que sirve para unirlos con las vainas que cubren a los tirantes. Por el otro extremo van soldados a una placa de apoyo.



Figura 2.21. Atirantamiento del puente Barranca El Zapote (SICT, 2015)

2.6.5. Puente Barranca El Cañón (1993)



Figura 2.22. Puente Barranca El Cañón (SICT, 2015)

La construcción del puente Barranca El Cañón se llevó a cabo a la par que el puente Barranca El Zapote y tiene un diseño similar. Es el cuarto puente atirantado de la autopista Cuernavaca-Acapulco está ubicado en el tramo Chilpancingo-Río Balsas, en el km 134+784. Su superestructura tiene una longitud total de 260.80 m, formada por cuatro claros: el primero, que va del estribo 1 al pilón, es de 49.40 m, posteriormente se presenta el claro principal atirantado, el cual mide 166.40 m de longitud (Figura 2.22)



Figura 2.23. Tirantes del Puente Barranca El Cañón (SICT, 2015)

Los dos tramos que conforman la parte atirantada tienen una sección transversal formada por dos traveses laterales longitudinales metálicas de sección I. El claro principal comprendido entre el pilón y la pila No. 3 está sostenido por dos arpas de 13 tirantes con torones galvanizados de 15 mm de diámetro, cada una fijada al mástil de la pila No. 2 (Figura 2.23). Cuatro tirantes quedan comprendidos en el mismo y el resto se ancla en la losa superior del estribo 1 que funciona como lastre para compensación de esfuerzos en el claro principal. El tirante más largo tiene una longitud de 170.50 m. Los torones de cada tirante están contenidos en tubos de polietileno de alta densidad, resistentes a los rayos ultravioleta. El máximo número de torones en un tirante es de 37.

2.6.6. Puente Papaloapan (1995)

El puente Río Papaloapan se localiza en el km 85+980 de la autopista La Tinaja-Acayucan en el estado de Veracruz. Cruza el río Papaloapan cerca de la ciudad de Cosamaloapan. Es del tipo atirantado y tiene cuatro semi-arpas simétricas en cada uno de los planos laterales, que son soportadas por dos torres con dos pilas laterales en cada una (Figura 2.24)



Figura 2.24. Puente Papaloapan (SICT, 2015)

El puente Río Papaloapan cuenta con una superestructura continua. Tiene una longitud de 422.37 m y un ancho constante de 22.40 m para cuatro carriles de circulación; el claro principal que salva esta estructura es de 203 m. Los pilones son de 58 m de altura total desde

el inicio de la subestructura. Sus mástiles tienen una altura de 49 m (Figura 2.25). Está sostenido por 112 tirantes, en forma de abanico o semiarpas. Las torres que sostienen a las anclas superiores de las cuales cuelgan los cables o tirantes son de tipo H. El número de torones que tiene cada uno de los 112 tirantes es de mínimo 14 y máximo 37.

El sistema de anclaje consistió en una placa de acero soldado al elemento de anclaje, el cual fue de forma cilíndrica en un lado donde quedó enroscado y soldado al elemento de anclaje.



Figura 2.25. Tirantes del Puente Papaloapan (SICT, 2015)

2.6.7. Puente Grijalva I (2001)



Figura 2.26. Puente Grijalva I (SICT, 2015)

El puente Grijalva I tiene una longitud total de 391.1 m siendo el tramo entre los ejes 5 al 10 conformado por un claro central de 116 m más los dos claros de 37 m y dos de 25 m que constituyen el tramo atirantado para una longitud total de 240 m (Figura 2.26).

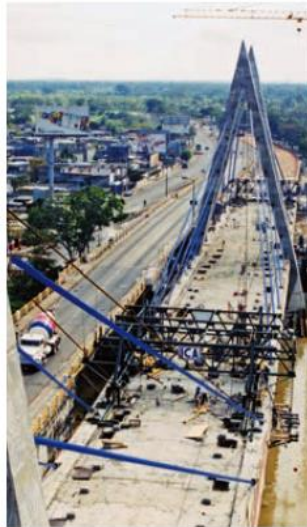


Figura 2.27. Apoyo del puente Grijalva I (SICT, 2015)

Su subestructura está conformada por nueve cuerpos de pilas de altura variable que se encargan de sostener los claros de 15.5 a 37 m de largo, situados a los extremos de los pilones. Por su parte, al centro de la longitud total del puente y como estructuras limitantes al claro de 116 m se encuentran dos torres pilonas integradas a la superestructura y que se encargan de contener el sistema de atirantamiento del puente (Figura 2.27). Estos pilones se intersecan en diagonal en la parte inferior a la superestructura formando una V en sección longitudinal hasta alcanzar una altura total de 36 m. Cada una de estas diagonales sostiene cinco tirantes que se encuentran anclados al tablero para su correcto funcionamiento estructural.

2.6.8. Puente Baluarte (2012)

Perteneciente a la carretera Durango-Mazatlán, se encuentra ubicado en el km 157+400, justo en los límites entre los estados de Durango y Sinaloa, donde dicho límite es señalado por el río Baluarte donde se halla un cañón de gran profundidad, siendo la distancia vertical máxima entre la calzada de rodamiento y el terreno de 390 m, lo que lo convierte en el puente más alto de todo México. Cuenta con una longitud total de 1124 m, contando con 11 claros, cuya extensión del segmento atirantado es de 520 m (Figura 2.28).



Figura 2.28. Puente Baluarte (www.mexicodesconocido.com.mx)

Su estructuración consta de dovelas mixtas, conformadas por vigas maestras de cajón de sección constante, fabricadas con concreto $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$, que se unen transversalmente mediante vigas de acero y se rigidizan horizontalmente mediante la losa de concreto con $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$.

La disposición de los tirantes es de abanico modificado; es decir, que, si bien las trayectorias de los tirantes no son paralelas, su convergencia con el mástil no es en un punto único sino a lo largo de su trayectoria vertical. En alzado longitudinal, la disposición tampoco es simétrica. A partir de cada pilón, los tirantes se reparten en una distancia de unos 250 m hacia el claro central, mientras que hacia los estribos lo hacen solamente en una distancia de unos 180 m. El puente cuenta con un total de 152 tirantes, distribuidos en ocho grupos de 19 cables cada uno, fabricados ex profeso con hilos de acero galvanizado de diámetro igual a 15.7 mm, LR = 17 700 kg/cm² y protegidos de la corrosión con polietileno de alta densidad y relleno con base en cera petrolera. De los 76 tirantes que corresponden a los cuatro grupos que soportan el claro principal, 72 se sujetan a dovelas metálicas con anclajes fabricados con acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, barras Dywidag con límite elástico (LE) mínimo de $8\,500 \text{ kg/cm}^2$ y límite de rotura (LR) = $1\,500 \text{ kg/cm}^2$. Los restantes 80 tirantes, tanto los cuatro adyacentes a los pilones por la cara del claro principal, como los de los cuatro grupos hacia las márgenes, se sujetan con dovelas mixtas mediante anclajes fabricados de concreto postensado de $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ sobre las traves maestras.



Figura 2.29. Apoyos del Puente Baluarte (SICT, 2015)

Los apoyos 5 y 6 son los pilones que reciben los tirantes; el primero es de 169 m de altura y el segundo de 150.65 m. La forma de estos apoyos, desde la zapata hasta la calzada, corresponde a una Y, donde la diferencia de alturas mencionada se toma mediante la altura del trazo vertical (Figura 2.29). Los brazos de la Y se extienden hasta una altura de 31.38 m y rematan en un travesaño de 5.69 m de peralte y 31.32 m de ancho total. Por encima del

travesaño se levantan los mástiles, cuya forma corresponde a una Y invertida. La convergencia de los brazos de la Y ocurre a 49 m por encima de la calzada de rodamiento y desde ese punto se levantan dos postes paralelos, de 52.20 m de altura, unidos en su arranque y a 80% de la altura total mediante travesaños de 5.32 m de peralte. En estos mástiles convergen los tirantes, dispuestos en cuatro superficies alabeadas que arrancan en los costados de la calzada de rodamiento. Estos apoyos se fabricaron con concreto reforzado de la misma especificación, ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$).

2.6.9. Puente El Carrizo (2013)

Este puente pertenece a la autopista Durango-Mazatlán, ubicado en el km 162+720 de dicha carretera sobre el arroyo El Carrizo (Figura 2.30).



Figura 2.30. Puente El Carrizo (www.megaconstrucciones.net)

El puente consiste en dos tramos con sus respectivos tipos de estructura, atirantada y en doble voladizo. El tramo en doble voladizo descansa sobre una pila en forma de H, cuya altura es de 51 m y separación entre columnas de 15.60 m. El pilón para el tramo atirantado, realizado enteramente de concreto armado, consta de una pila de 166 m de altura con una sección doble tubo, con 45 cm de espesor para las paredes perimetrales y 30 cm para la costilla interna, que separa los tubos. En la corona, la pila se ensancha hasta 25.60 m, afín de brindar apoyo a los mástiles que reciben los tirantes. Dichos mástiles ascienden paralelos, con una altura de 60 m, y van atiesados por dos travesaños, a tercios de la altura total, ambos de sección cuadrada de 3.20 m. Dichos mástiles presentan sección de T o cruz griega, donde el cuerpo de la cruz, cuya dimensión total es de 3 m y permanece constante.

El tramo atirantado suma un total de 31 dovelas, distribuidas en diferentes longitudes según su ubicación. Las dovelas consisten en dos vigas maestras de acero estructural A-50 con sección I. Las vigas maestras se unen entre sí mediante travesaños o vigas de sección I cuyo peralte varía desde el centro hacia los extremos. La cantidad de travesaños varía según la dimensión longitudinal de la dovela; pero en todo caso, están dispuestos en posición tal que una vez ensamblada la serie de dovelas, estos travesaños quedan equidistantes entre sí.



Figura 2.31. Superestructura del Puente El Carrizo (SICT, 2015)

El tramo atirantado se sostiene mediante dos planos de 28 tirantes (4 arpas con 14 tirantes cada una), tendidos simétricamente en torno al mástil, en disposición de abanico modificado (Figura 2.31). El número de torones por tirante va creciendo del centro señalado por el mástil, hacia los extremos: 22 torones para las dovelas numeradas 1 a 4; 25 para la número 6; 28, 31 y 34 para las numeradas 7 al 12, aumentando de par en par de dovelas: 37 para las número 13 y 48 para las número 14.

2.6.10. Resumen de propiedades geométricas y dinámicas de puentes atirantados en México

Para tener una idea sobre la respuesta dinámica en este tipo de puentes que existen en México se correlacionarán las propiedades geométricas recopiladas en el trabajo de SICT (2015) con las frecuencias y periodos de vibración vertical por flexión conforme a la ecuación propuesta por Li *et. al* (2014), que está dada por la expresión:

$$f = 68.548L^{0.797} \quad (2.3)$$

donde,

f = frecuencia natural en el primer modo natural y L es la longitud del tramo principal.

En la Tabla 2.5 se resumen los resultados obtenidos, tanto en términos de la frecuencia como en periodo. Dicho parámetro es fundamental para obtener la demanda eólica en los cables como se comentará más adelante.

Tabla 2.5. Propiedades geométricas y dinámicas de algunos puentes atirantados de México

Puente	Propiedades Geométricas								Propiedades Dinámicas	
	Longitud Total (m)	No. De Apoyos	No. De Claros	Claro máximo (m)	Altura máxima de pila (m)	No. De Tirantes	Ancho total (m)	No. De carriles	F (hz)	T (s)
Tampico	1543	21	20	360	48	44	18.1	4	0.6290	1.59
Mezcala	893	7	6	311	141	140	19.6	4	0.7067	1.41
Quetzalapa	391	4	3	213	53.48	104	21.4	4	0.9556	1.05
Barranca El Zapote	267.78	5	4	175.43	48.88	56	22.8	4	1.1154	0.90
Barranca El Cañón	260.8	5	4	166.4	42	52	20.96	4	1.1634	0.86
Papaloapan	422.37	4	3	203	58	112	22.4	4	0.9929	1.01
Grijalva I	391	14	13	116	35.72	4	10.5	2	1.5510	0.64
Baluarte	1124	12	11	520	60.94	152	22	4	0.4692	2.13
El Carrizo	434.3	4	3	217	166	56	18.4	2	0.9415	1.06

2.7. Comportamiento eólico de puentes atirantados

El viento es uno de los factores más condicionantes en el diseño de los puentes atirantados debido a la excitación directa de sus cables y de la acción indirecta en la cubierta y en las torres (De Sá Caetano, 2007).

De acuerdo con el trabajo de Espinoza (2005), los efectos que el viento puede causar en estructuras como los puentes atirantados son de carácter estático y dinámico. En casos idealizados, las acciones del viento pueden ser analizados como fuerzas estáticas equivalentes, determinadas a partir de la distribución de presiones locales alrededor del puente. Las acciones estáticas debidas al viento son:

- Arrastre: Fuerza en dirección del flujo, que provoca un desplazamiento horizontal (Figura 2. 32).
- Levantamiento: Fuerza perpendicular a la dirección del flujo que genera un desplazamiento vertical (Figura 2. 33).
- Volteo: Momento torsionante producido cuando la fuerza resultante del flujo no coincide con el centroide de la sección. (Figura 2. 34)

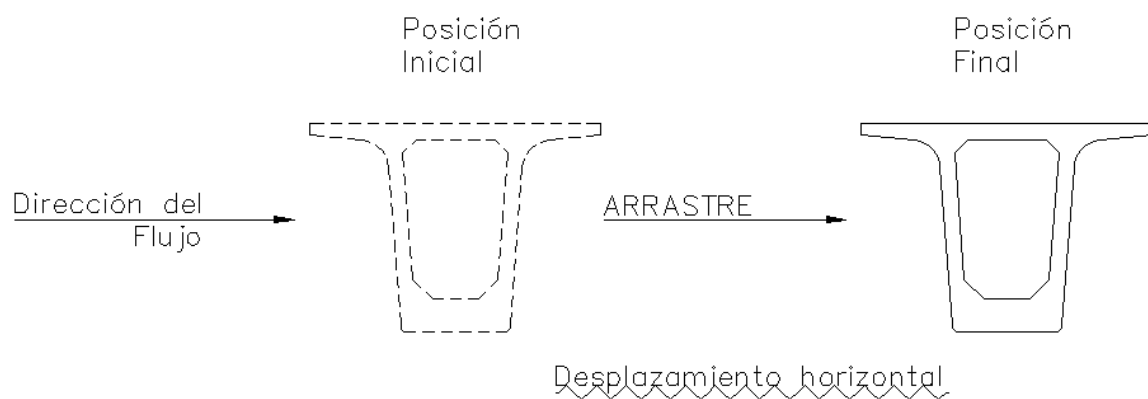


Figura 2. 32. Fuerza de Arrastre del Viento

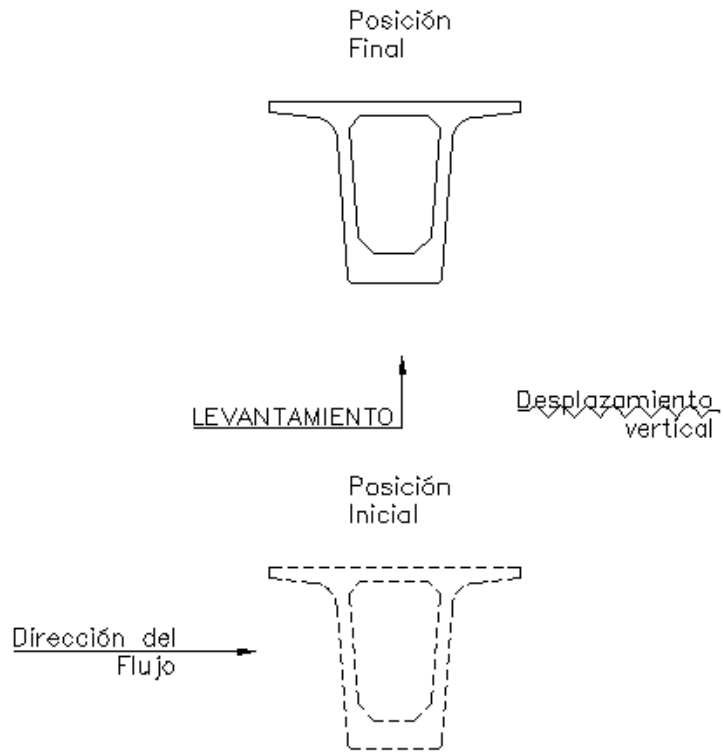


Figura 2. 33. Fuerza de Levantamiento del Viento

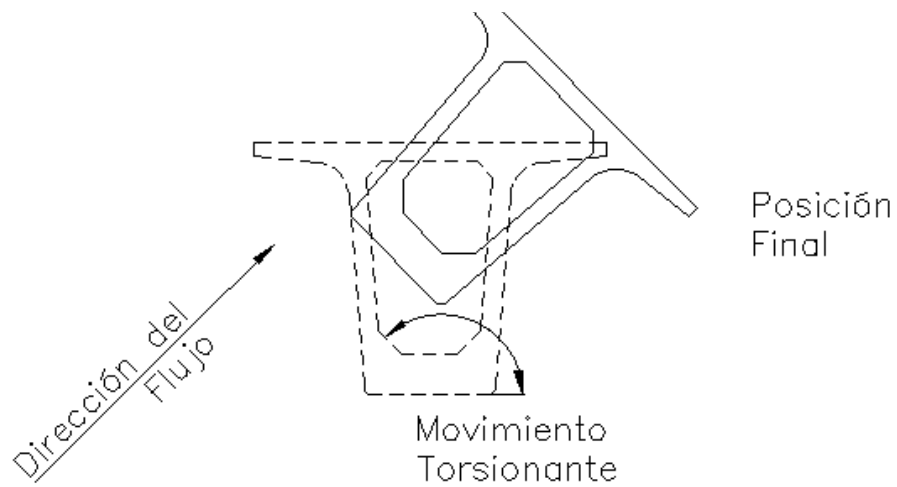


Figura 2. 34. Volteo en Sección del Puente

Cabe comentar que el flujo de la atmosfera es casi siempre turbulento, por lo que es común la formación de torbellinos (vórtices) que se descomponen en otros más pequeños que se disipan debido a la rugosidad de las superficies con las que se topan.

En consecuencia, los vórtices se definen como remolinos que se desprenden del cuerpo sobre el que impacta el flujo del viento, tal como se ilustra en la Figura 2.35.

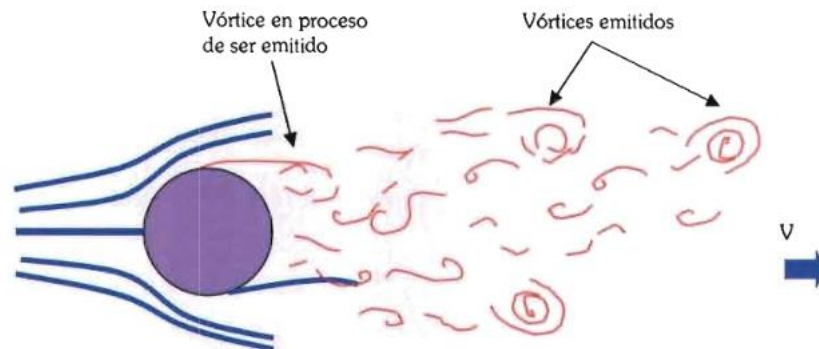


Figura 2.35. Formación de Vórtices (Potter *et. al*, 2012)

Ahora bien, la emisión de vórtices genera esfuerzos en la dirección transversal del cuerpo que obstruya el flujo de viento. En este sentido, cuando la velocidad del viento propicia una frecuencia vorticiosa que coincide con la frecuencia natural de la estructura, propicia una respuesta pico en el dominio de la frecuencia, es decir, en dicha frecuencia se tiene la máxima amplificación. A su vez y debido a la distribución variable de presiones, se tiene interacción de las fuerzas estáticas con las fuerzas dinámicas internas generadas por el movimiento de la estructura, generando así oscilaciones autoexcitadas en sentido horizontal, vertical y angular denominadas de golpeteo (sacudida horizontal, Figura 2. 36), galopeo (sacudida vertical, Figura 2. 37), y aleteo (o flameo, Figura 2. 38), respectivamente.

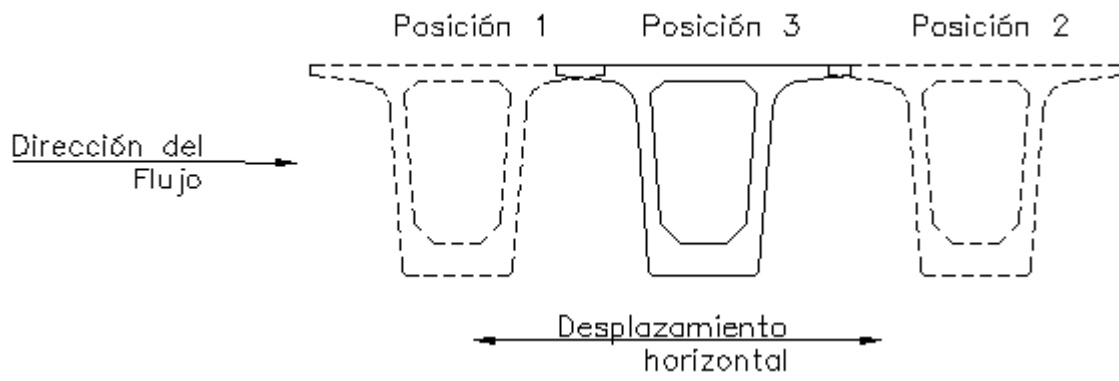


Figura 2. 36 Golpeteo o vaivén horizontal

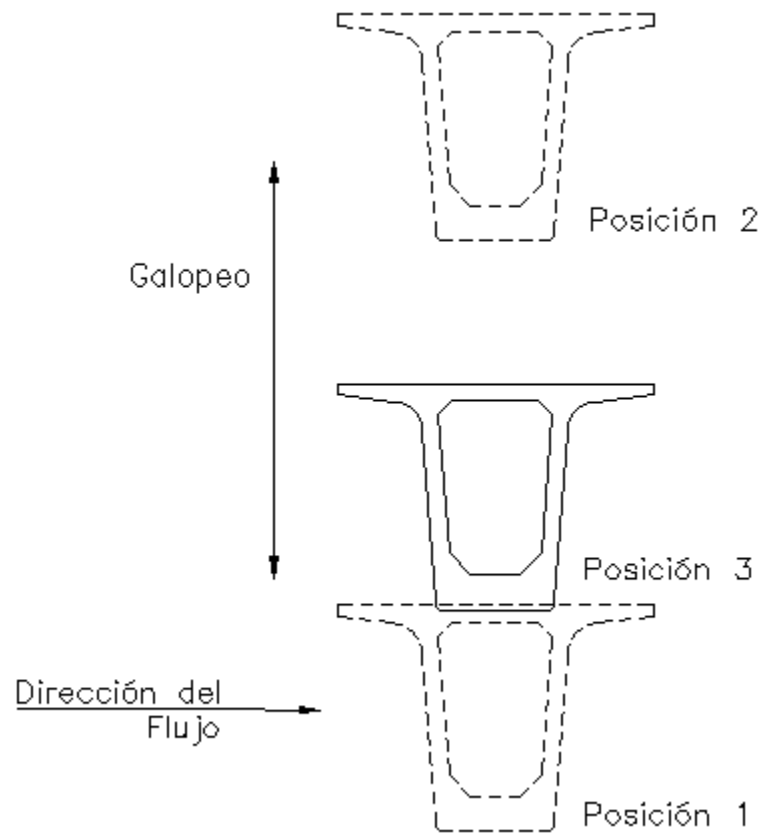


Figura 2. 37 Galopeo o vaivén vertical

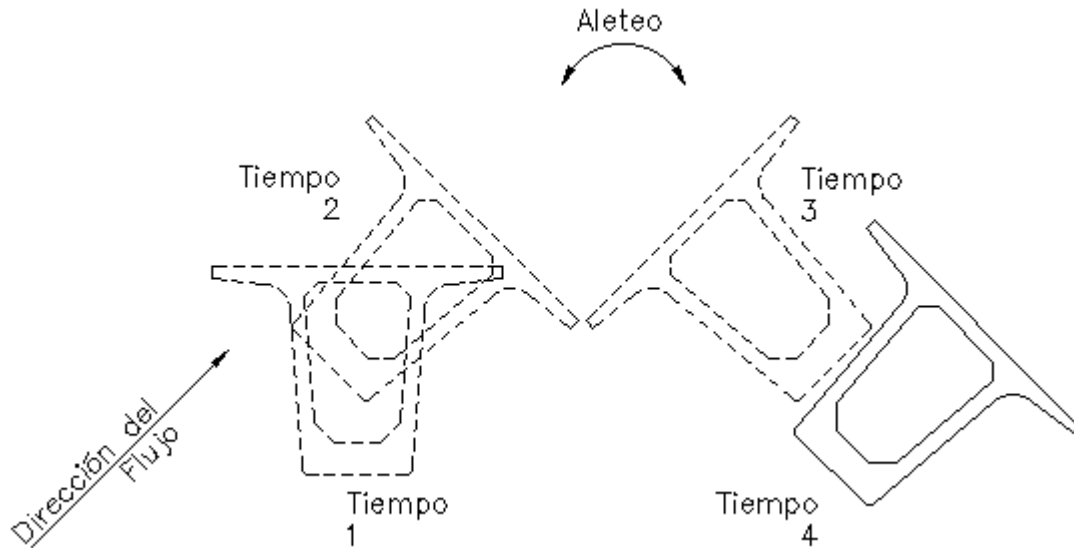


Figura 2. 38. Aleteo o Flameo

En puentes atirantados, según Espinoza (2005), se producen dos efectos debidos al viento: por acción media y aeroelásticos. Se considera que los primeros se presentan cuando la geometría no se ha deformado, y los segundos, se deben a la deformación de la estructura; y pueden además ser de carácter estable o inestable. Lo estabilidad aerodinámica depende del tipo de flujo y la aeroelástica depende de la estructura sometida a dicho flujo y sus propiedades dinámicas. Por ello, se puede decir que el comportamiento estructural de un puente atirantado es dependiente de:

- La distribución de masa de sus partes.
- La rigidez total del puente.
- Su estabilidad ante perturbaciones a su posición de equilibrio.

De acuerdo con a Simiu y Yeo (2019) como consecuencia de la presencia de vórtices, se producen velocidades críticas del viento. La velocidad crítica se define como la velocidad de flujo laminar o la velocidad media del flujo turbulento en que ocurre la mayor excitación aerodinámica, es decir, la velocidad con que el viento provoca una mayor respuesta dinámica en el puente.

Dicha velocidad se obtiene por medio de pruebas en túnel de viento o mediante la solución de ecuaciones empíricas que implican valores de inercia, amortiguamiento mecánico,

restricciones elásticas, y fuerzas aerodinámicas (incluyendo las fuerzas auto excitadas), logrando brindar aproximaciones teóricas a los fenómenos aeroelásticos (Venegas, 2016).

Cuando se presenta la velocidad crítica, la cubierta recibe más energía de la que puede ser disipada por amortiguamiento y como resultado se producen movimientos en flexión y torsión combinados, generándose un rápido incremento de amplitudes hasta llegar al colapso del puente. En la Figura 2. 39 se presenta una gráfica en donde se ilustran las diferentes etapas de respuesta que puede experimentar la estructura de acuerdo con sus propiedades dinámicas y los niveles de velocidad del viento al que esté expuesto.

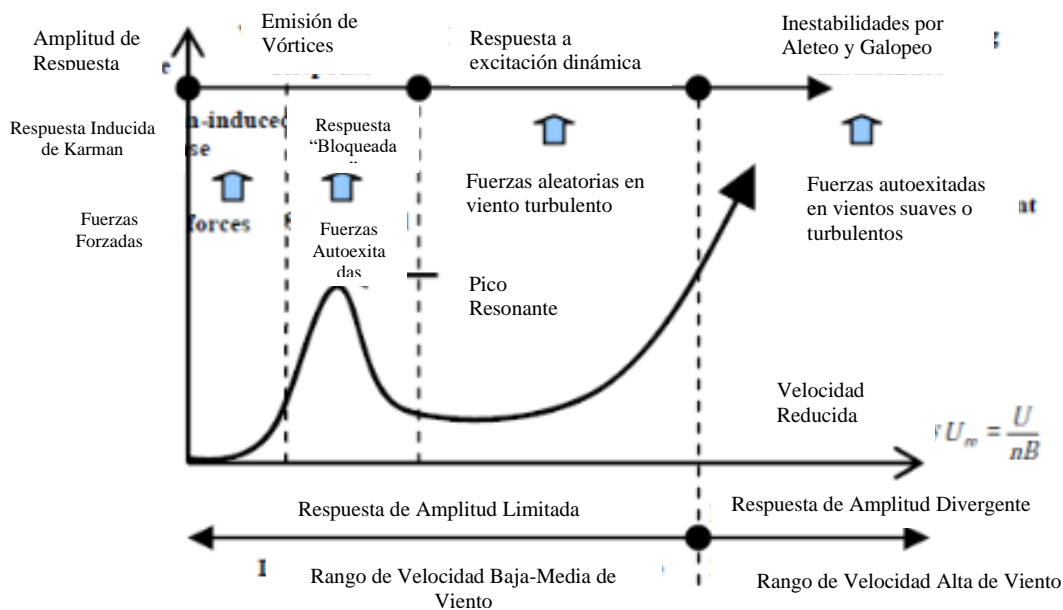


Figura 2. 39. Comparación de respuesta de los puentes ante la acción del viento (Le, 2008)

**CAPÍTULO 3. DISEÑO EÓLICO DE PUENTES
ATIRANTADOS**

3.1. Reglamentos de Diseño

Dentro de los reglamentos disponibles para el diseño eólico de puentes, en México se cuenta con la norma de la Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes y del Instituto Mexicano del Transporte, IMT (2001).

Mientras que en el extranjero se suele emplear las normas AASHTO (2020), así mismo se dispone de otros documentos que también se consultan para el diseño por viento como son el canadiense CSA S6 (2019) y el británico DMRB (2020). A continuación, se hace una breve descripción de estos reglamentos.

3.1.1. Norma mexicana (IMT, 2001)

Las cargas que se consideran en esta norma se dividen principalmente en tres tipos: cargas permanentes, cargas variables y cargas eventuales, siendo en este último grupo donde se encuentran las cargas de viento. Con respecto a los efectos del viento en puentes, la norma IMT (2001) propone los siguientes métodos de análisis; El método simplificado, el método estático y el método dinámico.

El método simplificado se utiliza únicamente para puentes rígidos sin cables con una altura menor o igual a 10 m sobre el nivel más bajo del terreno que cruzan y un claro máximo de 50 m. En este método la norma toma una velocidad de diseño de 160 km/h y propone presiones dependiendo del sistema estructural que se esté usando, actuando horizontal y perpendicularmente al eje longitudinal de la superestructura.

El método estático es un método de análisis de las fuerzas equivalentes de viento muy similar al que propone el manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2020). Dicho método consiste en obtener una presión de viento usando una velocidad de diseño que depende del lugar donde se vaya a construir el puente.

El método dinámico es para puentes flexibles, siempre y cuando el puente no sea atirantado, y consiste en incorporar en las ecuaciones un factor de ráfaga que se obtiene con métodos

experimentales. Finalmente, si se desea considerar puentes flexibles con cables, el reglamento menciona que se deben de usar métodos experimentales (túnel de viento).

Por su parte y con respecto a las combinaciones de carga, el IMT (2016) las define como el conjunto de cargas permanentes, variables y eventuales, que se agrupan dependiendo de la probabilidad de su ocurrencia simultánea en cada elemento de la estructura. Las combinaciones que establece la norma mexicana se muestran en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1. Combinaciones de Carga (IMT, 2016)

Grupo		Coeficiente β para cargas:										Factor de carga γ	Factor de incremento de esfuerzos F_{EA}	
		Permanentes		Variables		Eventuales								
		β_{CM}	β_{ET}	β_V	β_{FC}	β_{VE}	β_{VC}	β_S	β_{FL}	β_{ACT}	β_{PL}			β_{SP}
Cargas de trabajo	I	1	[1]	1	1	0	0	0	0	0	1	1	-	1.00 ^[2]
	II	0	1	0	0	1	0	0	0	0	1	1	-	1.25
	III	1	[1]	1	1	0.3	1	0	1	0	1	1	-	1.25
	IV	1	[1]	1	1	0	0	0	0	1 ^[6]	1	1	-	1.25
	V	1	1	0	0	1	0	0	0	1 ^[6]	1	1	-	1.40
	VI	1	[1]	1	1	0.3	1	0	1	1 ^[6]	1	1	-	1.40
	VII	1	1	0	0	0	0	1	0	0	1	1	-	1.33
Factores de carga	I	[3]	[1]	1.5 ^[4]	1	0	0	0	0	0	1	1	1.30 ^[5]	-
	II	[3]	[1]	0	0	1	0	0	0	0	1	1	1.30	-
	III	[3]	[1]	1.2	1	0.3	1	0	1	0	1	1	1.30	-
	IV	[3]	[1]	1.2	1	0	0	0	0	1 ^[6]	1	1	1.25	-
	V	[3]	[1]	0	0	1	0	0	0	1 ^[6]	1	1	1.25	-
	VI	[3]	[1]	1.2	1	0.3	1	0	1	1 ^[6]	1	1	1.25	-
	VII	[3]	[1]	0	0	0	0	1	0	0	1	1	1.30	-

3.1.2. Norma de Estados Unidos (AASHTO LRFD, 2020)

En Estados Unidos de América se emplean las especificaciones American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2020). En su sección 3 se indican los requisitos mínimos de cargas y fuerzas, sus límites de aplicación, factores de carga y combinaciones de cargas usadas para diseñar puentes nuevos y para revisar puentes existentes. Las cargas y fuerzas para considerar de acuerdo con el reglamento se resumen en la Tabla 3. 2

Tabla 3. 2. Cargas consideradas en la norma AASHTO (2020)

Cargas Permanente	Cargas Transitorias
<p>DD= Fricción negativa.</p> <p>DC= Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.</p> <p>DW= Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.</p> <p>EH= Empuje horizontal del suelo.</p> <p>EL= Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.</p> <p>ES= Sobrecarga de suelo.</p> <p>EV= Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.</p>	<p>BR= Fuerza de frenado de los vehículos.</p> <p>CE= Fuerza centrífuga de los vehículos.</p> <p>CR= Efecto de fuerza debido al flujo plástico.</p> <p>CT= Fuerza de colisión de un vehículo.</p> <p>CV= Fuerza de colisión de una embarcación.</p> <p>EQ= Sismo.</p> <p>FR= Fricción.</p> <p>IC= Carga de hielo.</p> <p>IM= Factor de impacto.</p> <p>LL= Carga viva.</p> <p>LS= Sobrecarga viva.</p> <p>PL= Sobrecarga peatonal.</p> <p>SE= Asentamiento.</p> <p>SH= Contracción por fraguado.</p> <p>TG= Gradiente de temperatura.</p> <p>TU= Temperatura uniforme.</p> <p>WA= Carga hidráulica y presión de flujo de agua.</p> <p>WL= Viento sobre la sobrecarga.</p> <p>WS= Viento sobre la estructura</p>

En la Tabla 3.3 se especifican los factores de carga que aplica el AASHTO (2020) para las diferentes combinaciones de cargas de diseño.

Tabla 3.3. Combinaciones de carga (AASHTO, 2020)

Combinación de cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.5/1.2	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.0	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.0	1.0	1.0
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.0/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.0/1.2	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.0/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.0/1.2	-	1.0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Para la carga de viento, esta norma asume una velocidad básica de 160 km/h y se considera una carga uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento.

Para el caso de puentes o elementos de puentes a más de 10 000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, las normas AASHTO (2020) indican que la velocidad de viento de diseño (V_{DZ}) se deberá ajustar con la ecuación (3. 1).

$$V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.1)$$

donde,

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.

Z= altura de la estructura en la cual se están calculando las cargas de viento, medida desde la superficie del terreno o del nivel del agua, >10 000 mm.

V_0 = velocidad de fricción, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3.3 para diferentes características de la superficie contra el viento (km/h).

Z_0 = longitud de fricción del campo de viento aguas arriba, una característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3.4 (mm).

Tabla 3.4. Valores de V_0 y Z_0 para diferentes condiciones de la superficie ante el viento (AASHTO, 2020)

Condición	Terreno Abierto	Área Suburbana	Área Urbana
V_0 (km/h)	13.2	17.6	19.3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

La presión del viento en dirección horizontal, en MPa, se puede determinar cómo:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{160} \right)^2 \quad (3.2)$$

P_B se obtiene de la Tabla 3.5.

Tabla 3.5. Presiones básicas P_B , para una velocidad básica de 160 km/h (AASHTO, 2020)

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	0.0024	NA

De acuerdo con las AASHTO (2020), la carga de viento mínima a considerar es de 4.4 N/mm para vigas. Adicionalmente, se deberá considerar una fuerza de viento vertical ascendente de 0.00096 MPa por el ancho del tablero, incluyendo los parapetos y aceras, como una carga lineal longitudinal a un cuarto de la superficie de rodamiento.

3.1.3. Reglamento canadiense (CSA S6, 2019)

El reglamento canadiense para el diseño de puentes, en su sección 3, describe todas las cargas, factores de carga y combinaciones que se consideran. La calibración de los factores de carga y resistencia se basa en un índice de confiabilidad de 3.75, considerándose 3 estados límite:

- 1) Estado límite último, utiliza factores de resistencia (ULS).
- 2) Estado límite de fatiga (FLS).
- 3) Estado límite de servicio, se deben considerar los límites de vibración y en claros largos se debe considerar que la máxima deflexión debida a la carga de tráfico, incluida la carga dinámica permitida, no debe exceder el límite mostrado en la
- 4) Figura 3. 1 para el grado de uso de peatones (SLS).

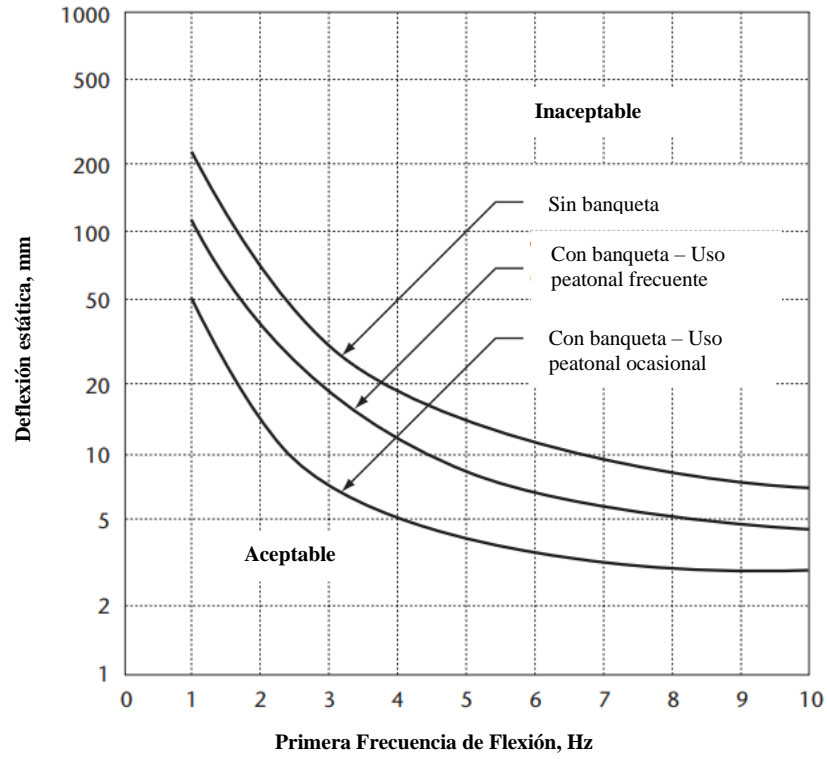


Figura 3. 1. Criterio límite de deflexiones para vibraciones en la superestructura del reglamento canadiense (CSA S6, 2019)

En la Tabla 3. 6 se muestran los factores y las combinaciones de carga.

Tabla 3. 6. Factores y combinaciones de carga (CSA S6, 2019)

CARGAS	Cargas permanentes			Cargas transitorias					Cargas excepcionales			
	D	E	P	L	K	W	V	S	EQ	F	A	H
Fatiga												
FLS Combinación 1	1.00	1.00	1.00	1.00								
Servicio												
SLS Combinación 1	1.00	1.00	1.00	0.90	0.80			1.00				
SLS Combinación 2				0.90								
Último												
ULS Combinación 1	α_D	α_E	α_P	1.70								
ULS Combinación 2	α_D	α_E	α_P	1.60	1.15							
ULS Combinación 3	α_D	α_E	α_P	1.40	1.00	0.45	0.45					
ULS Combinación 4	α_D	α_E	α_P		1.25	1.40						
ULS Combinación 5	α_D	α_E	α_P						1.00			
ULS Combinación 6	α_D	α_E	α_P							1.30		
ULS Combinación 7	α_D	α_E	α_P			0.90					1.30	
ULS Combinación 8	α_D	α_E	α_P									1.00
ULS Combinación 9	1.35	α_E	α_P									

Donde:

A= Carga de hielo.

D= Carga muerta.

E= Carga debida a la presión de la tierra y presión hidrostática.

EQ= Sismo.

F= Presiones extremas y fuerzas de hielo o escombros.

H= Colisión.

K= Deformaciones, y desplazamientos y sus efectos, incluyendo restricciones, efecto de fricción y rigidez en apoyos. Incluye también efectos de temperatura y contracción del concreto, pero no deformaciones elásticas.

L= Carga viva.

P= Efectos secundarios de presfuerzo.

S= Asentamiento diferencial y/o movimiento de las cimentaciones.

V= Viento sobre el tráfico.

W= Viento sobre la estructura.

Esta norma señala que la carga de viento se basa en la presión de referencia, q , que se debe tratar como la equivalente a la carga estática, mientras que para requerimientos especiales es necesario realizar pruebas de túnel de viento.

Dependiendo del lugar de estudio y del periodo de retorno que corresponda se tiene una presión promedio horaria, esta presión se obtiene de tablas ya establecidas, de acuerdo con un cierto periodo de retorno, donde el periodo de retorno de 10 años se asigna para puentes con claros de 125 m o más, el de 50 años para puentes con un claro máximo menor que 125 m y estructuras de soporte de luminarias mayor que 16 m y estructuras de señales; 25 años para luminarias y estructuras de soporte de señales de tráfico de 16 m de altura o menores y para barreras y 10 años para estructuras de señales en el borde del camino donde la vida útil no es requerida.

La superestructura se debe diseñar para cargas de viento tanto verticales como horizontales actuando simultáneamente. La carga de arrastre horizontal se obtiene con la ecuación (3. 3) y la carga vertical con la ecuación (3. 4).

$$F_h = q C_e C_g C_h \quad 3.3$$

donde $C_h = 2.0$.

$$F_v = q C_e C_g C_v \quad 3.4$$

donde $C_v = 1.0$.

El documento CSA S6 (2019) indica que el coeficiente de efecto de ráfaga, C_g , para puentes que no son sensibles a los efectos de viento se debe de considerar igual a 2. Para los puentes que son sensibles a los efectos del viento, el factor se debe de determinar por medio de un

análisis dinámico de la acción del viento. El coeficiente de exposición de viento, C_e , no debe de ser menor a 1.0 y se debe tomar de la Tabla 3. 7 o se puede calcular con la ecuación (3.5).

Tabla 3. 7. Coeficiente de exposición del viento (CSA S6, 2019)

Altura del suelo a el tope de la estructura, H, m	Coeficiente de exposición de viento, C_e
0 a 10	1
Más de 10 a 16	1.1
Más de 16 a 25	1.2
Más de 25 a 37	1.3
Más de 37 a 54	1.4
Más de 54 a 76	1.5
Más de 76 a 105	1.6

$$C_e = (0.10H)^{0.2} \quad 3.5$$

donde, H es la altura del terreno al tope de la estructura.

3.1.4. Reglamento británico (DMRB, 2020)

El reglamento de puentes británico es uno de los más completos, siendo en su capítulo 14 donde se especifican las cargas para puentes carreteros. Las combinaciones que se toman en cuenta son las siguientes:

- Combinación 1. Para carreteras y carriles de bicicletas, se consideran las cargas permanentes junto con las cargas vivas primarias, y para los puentes ferroviarios se consideran las cargas permanentes junto con las cargas vivas primarias y secundarias.
- Combinación 2. Para todos los puentes, se considera la primera combinación junto con las cargas debidas al viento. Cuando el montaje se considere, se deben tomar en cuenta cargas temporales de montaje.
- Combinación 3. Para todos los puentes, se debe considerar la primera combinación junto con los efectos de temperatura y al igual que en la combinación 2 de ser necesario se deben tomar en cuenta las cargas temporales de montaje.

- Combinación 4. No aplica para puentes ferroviarios excepto la carga de colisión de vehículos sobre los apoyos. Para los puentes en carreteras, las cargas a considerar son las permanentes y las cargas vivas secundarias junto con las cargas principales asociadas a ellas. Las cargas vivas secundarias se deben considerar separadas y no requieren ser combinadas.

- Combinación 5. Para todos los puentes, las cargas a considerar son las permanentes, junto con las cargas debidas a la fricción en los soportes. En la Tabla 3. 8 se muestran los factores para elaborar cada combinación de carga.

Tabla 3. 8. Combinaciones de carga Reglamento británico (DMRB, 2020)

CARGA	ESTADO LÍMITE	FACTOR A CONSIDERAR				
		1	2	3	4	5
Muerta:						
Acero	Último	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Concreto	Último	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Muerta superimpuesta:						
Superficie de rodamiento	Último	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75
	Servicio	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
Otras cargas	Último	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Factor de carga para carga muerta y muerta superimpuesta cuando estas produzcan el máximo efecto total	Último	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Viento:						
Durante la construcción	Último	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
con carga muerta más muerta superimpuesta, y para elementos principales resistentes al viento.	Último	1.40	1.40	1.40	1.40	1.40
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
con carga muerta más muerta superimpuesta más el resto de las cargas de la combinación 2	Último	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
mitigar et efecto de viento	Último	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Temperatura:						
Restringiendo el movimiento, excepto friccional	Último			1.30		
	Servicio			1.10		
Fricción en soportes restringido	Último					1.30
	Servicio					1.10
Efecto de temperatura	Último			1.10		
	Servicio			0.80		
Asentamientos diferenciales:	Último	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Cargas excepcionales	se deben designar entre el ingeniero y la autoridad					
Presión de la tierra: (retención de relleno y/o carga viva)						
carga vertical	Último	1.20	1.20	1.20	1.20	1.20
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
carga no vertical	Último	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
mitigar el efecto	Servicio	1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
Construcción: cargas temporales	Último		1.15	1.15		
	Servicio		1.10	1.10		
Carga viva de puentes en carreteras:						
Trafico normal (HA)	Último	1.50	1.25	1.25		
	Servicio	1.20	1.10	1.10		
trafico normal (HA) con camión de diseño (HB) o camión de diseño solo	Último	1.30	1.10	1.10		
	Servicio	1.10	1.10	1.10		
carga de carril peatonal y de ciclismo	Último	1.50	1.25	1.25		
	Servicio	1.10	1.10	1.10		
carga accidental de rueda (no se considera con que actúa con otra carga viva principal)	Último	1.50				
	Servicio	1.20				

La presión de viento en puentes depende de la localización geográfica, el terreno que rodea el área, la topografía, la altura del puente sobre el terreno y las dimensiones horizontal y la sección transversal del puente o del elemento que se considera. Los métodos proporcionados en esta sección del reglamento usan un procedimiento de análisis estático. Este método sólo se puede usar para puentes carreteros o ferroviarios de hasta 200 m, y peatonales de 30 m de claro, en caso de no estar en estos límites es necesario considerar efectos dinámicos. En

general, para una revisión adecuada para puentes bajo circunstancias normales se debe considerar una presión de 6 kN/m^2 aplicada sobre la proyección del área vertical del elemento que se está considerando, y se puede despreciar si el efecto es favorable. Si el viento en alguna parte del puente o sus elementos incrementa los efectos, la máxima velocidad de ráfaga de viento V_d se debe considerar, con.

$$V_d = S_g V_s \quad 3.6$$

donde,

V_s = velocidad horaria promedio.

S_g = factor de ráfaga, depende del terreno del sitio y está definido en términos de 3 categorías:

- Mar.
- Campo, cuando no es mar o ciudad.
- Ciudad, áreas construidas de al menos 5 m de altura.

Cuya ecuación está dada por:

$$S_g = S_b T_g S_h' \quad 3.7$$

donde,

$$S_b = S_b' K_F$$

S_b' = factor del puente y el terreno, *Tabla 3. 9*

K_F = factor de corrección de lugar, *Tabla 3. 10*

T_g = factor de reducción de velocidad de ráfaga por ciudades, cuando el puente no está ubicado en ciudades o dentro de 3 km del borde de la ciudad en la dirección del viento se debe considerar 1, en caso contrario se debe usar la *Tabla 3. 11*

S_h' = factor de topografía, generalmente se toma como 1.

V_s = velocidad del sitio horaria promedio a 10 m sobre el terreno, dado por:

$$V_s = V_b S_p S_a S_d \quad 3.8$$

donde,

V_b en m/s es la velocidad básica horaria promedio en donde se localiza el puente, obtenida de las isotacas del mapa para un periodo de retorno de 50 años a una altura de 10 msnm.

S_p es el factor de probabilidad. Debe ser 1.05 para un periodo de retorno de 120 años.

S_a es el factor de altitud, que sirve para ajustar la velocidad V_b para la altitud del sitio sobre el nivel del mar:

$$S_a = 1 + 0.001\Delta \quad 3.9$$

Δ es la altura en metros sobre el nivel del mar de:

- a) El nivel del terreno en donde la topografía se puede despreciar
- b) En donde la topografía sí es importante.

S_d es el factor de dirección, se usa para ajustar la velocidad base horaria promedio del viento con algún riesgo de excedencia en alguna dirección del viento. Si la orientación del puente se desconoce, el valor de este factor puede ser 1 para todas las direcciones.

Tabla 3. 9. Factor de terreno y puente S_b'
(Domínguez, 2018)

Altura sobre el terreno (m)	Factor de terreno y puente					
	Longitud cargada (m)					
	20	40	60	100	200	400
5	1.56	1.51	1.48	1.44	1.39	1.34
10	1.68	1.64	1.61	1.57	1.52	1.47
15	1.76	1.71	1.68	1.64	1.6	1.55
20	1.81	1.76	1.73	1.69	1.65	1.6
30	1.88	1.83	1.8	1.76	1.71	1.66
40	1.92	1.87	1.85	1.81	1.76	1.71
50	1.96	1.91	1.88	1.84	1.8	1.75
60	1.98	1.94	1.91	1.87	1.83	1.78
80	2.02	1.98	1.95	1.92	1.87	1.82
100	2.05	2.01	1.98	1.95	1.9	1.86
150	2.11	2.06	2.04	2.01	1.97	1.92
200	2.15	2.11	2.08	2.05	2.01	1.97

Tabla 3. 10. Factor de corrección de lugar K_F
(Domínguez, 2018)

Altura sobre el terreno (m)	Factor de corrección de lugar					
	Distancia en dirección del viento del sitio al mar (km)					
	≤0.3	1	3	10	30	≥100
5	1.00	0.96	0.94	0.91	0.90	0.85
10	1.00	0.99	0.96	0.94	0.92	0.88
15	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.89
20	1.00	1.00	0.99	0.97	0.95	0.90
30	1.00	1.00	0.99	0.98	0.96	0.92
40	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.93
50	1.00	1.00	1.00	0.99	0.98	0.93
60	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.94
80	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.95
100	1.00	1.00	1.00	1.00	0.99	0.95
150	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96
200	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.97

Tabla 3. 11. Factor de reducción de velocidad de ráfaga T_g para puentes en ciudad (Domínguez, 2018)

Altura sobre el terreno (m)	Distancia sobre el borde de la ciudad en dirección del viento (km)		
	3	10	30
	5	0.84	0.81
10	0.91	0.87	0.85
15	0.94	0.9	0.88
20	0.96	0.92	0.9
30	0.98	0.95	0.92
40	0.99	0.97	0.94
50	0.99	0.98	0.95
60	0.99	0.99	0.96
80	0.99	0.99	0.98
100 150 200	1 (Para estas alturas y velocidades)		

La carga de viento transversal P_t en N, se deberá considerar actuando en los centroides y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$P_t = q A C_D \quad 3.10$$

donde,

q es la presión dinámica de base y se toma como:

- $0.613 V_d^2$ (N/m²) para las partes del puente en donde la carga incrementa los efectos considerablemente.

A es el área sólida de la estructura o elemento considerado.

C_D es el coeficiente de arrastre de la Figura 3. 2, en donde, la relación b/d se refiere al ancho entre el peralte de la sección del puente, en caso de que el tipo de puente no sea típico, es necesario elaborar pruebas de túnel de viento.

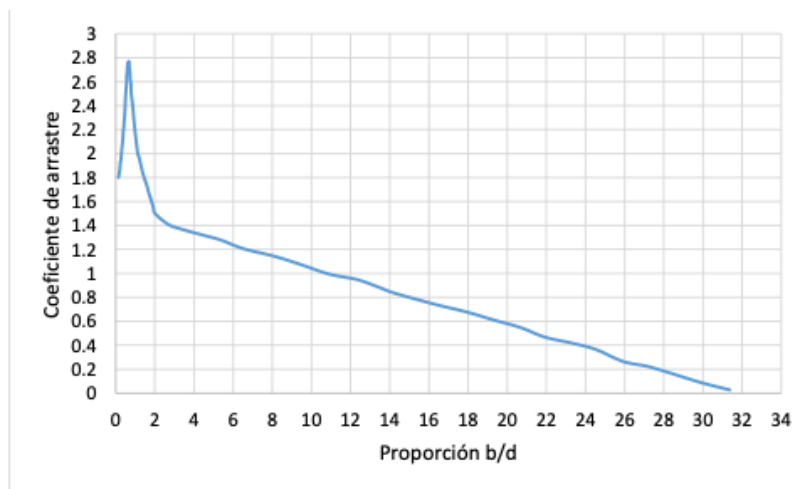


Figura 3. 2. Coeficiente de arrastre C_D (DMRB, 2020)

El coeficiente de arrastre mínimo para puentes peatonales o de ciclismo es de 2, el coeficiente mínimo para la superficie de rodamiento apoyada por secciones I o por más de 4 vigas o vigas cajón es de 1.28.

La carga de viento longitudinal PL, en N, se debe de considerar actuando en los centroides y puede considerarse de las siguientes maneras:

- Únicamente la carga nominal longitudinal de viento sobre la superestructura, PLS.
- La suma de la carga nominal longitudinal de viento sobre la superestructura PLS y la carga nominal longitudinal de viento sobre la carga viva PLL.

Las ecuaciones para obtener la carga de viento longitudinal son las siguientes:

Para todas las superestructuras con elevaciones sólidas:

$$P_{LS} = 0.25 q AC_D \quad 3.11$$

C_D se obtiene con la gráfica de la Figura 3. 2.

Para la carga viva:

$$P_{LL} = 0.5 q AC_D \quad 3.12$$

$$C_D = 1.45$$

Finalmente, la carga nominal vertical de viento P_V , en N, se debe de considerar actuando en los centroides y se obtiene con la siguiente ecuación:

$$P_V = q AC_L \quad 3.13$$

donde,

A es el área en el plano.

C_L es el coeficiente de levantamiento, definido por la siguiente ecuación:

$$C_L = 0.75 \left[1 - \frac{b}{20d} (1 - 0.2\alpha) \right] \quad 3.14$$

donde, α es la suma de los ángulos de inclinación de la superficie de rodamiento y de la inclinación del viento, y toma un valor máximo de 10° , en caso contrario se deberá obtener por medio de métodos experimentales. La ecuación 3. 14 está acotada de la siguiente forma:

$$0.15 < C_L < 0.9 \quad 3.15$$

Finalmente, para considerar todas las cargas de viento, transversal, longitudinal y vertical, se deben considerar las siguientes opciones:

- a) P_t
- b) $P_t \pm P_v$
- c) P_L
- d) $0.5P_t + P_L \pm 0.5P_v$

A su vez, para el caso de estudio de los efectos aerodinámicos sobre puentes atirantados, la norma británica propone las expresiones empíricas expuestas en el documento PBDR (1981) y retomadas en el Eurocódigo (EN, 2005). En el trabajo de Álvarez (1992) se recomiendan estas expresiones para el estudio de los efectos aerodinámicos en puentes atirantados, ya que con ellas es posible definir las velocidades críticas (V_{cr}) en las que se presentan estos efectos y entre las que se encuentran la separación y excitación de vórtices, el aleteo y galopeo.

La velocidad crítica del viento por emisión de vórtices, V_{cr} , es definida por el documento PBDR (1981), como la velocidad de flujo de aire estable o la velocidad media del flujo turbulento a la que se produce la máxima excitación aerodinámica debido a la formación de vórtices, calculándose de la siguiente manera:

$$V_{cr} = 6.5 f d_4 \quad 3.16$$

para $b^*/d_4 < 5.0$

$$V_{cr} = f d_4 \left(1.1 \frac{b^*}{d_4} + 1.0\right) \quad 3.17$$

para $5.0 < b^*/d_4 < 10.0$

$$V_{cr} = 12 f d_4 \quad 3.18$$

para $b^*/d_4 > 10.0$

donde,

b^* es el ancho efectivo en metros como se define en la Figura 3. 3.

d_4 es el peralte de la superestructura en metros mostrada en las figuras Figura 3. 3 y Figura 3. 4. Donde la profundidad es variable sobre el claro, tomándose como el valor promedio sobre el tercio medio sobre el máximo claro.

$f = f_B, f_T$ como las frecuencias naturales en flexión y torsión, respectivamente (Hz) calculadas con base en la carga y sobrecarga muerta.

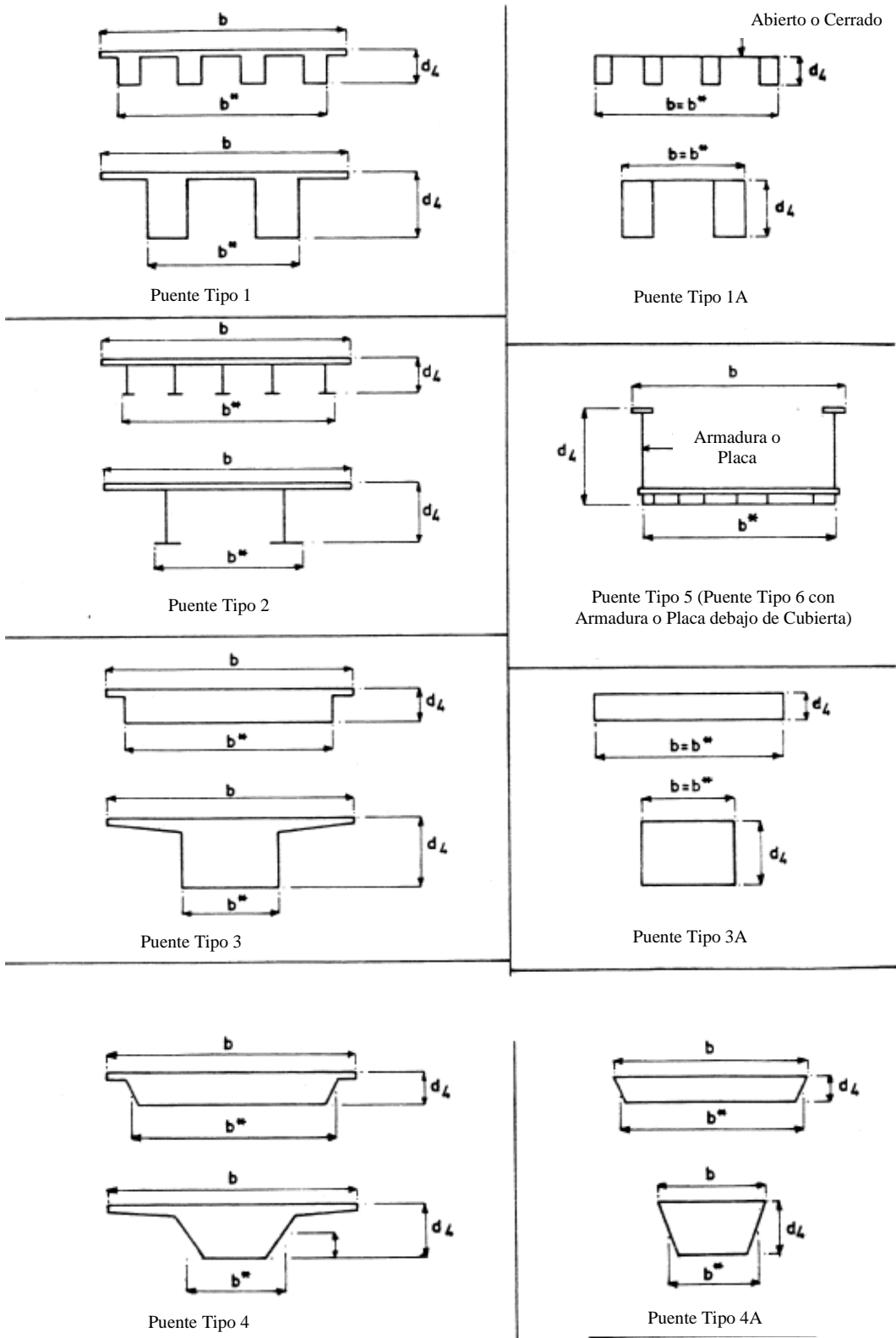
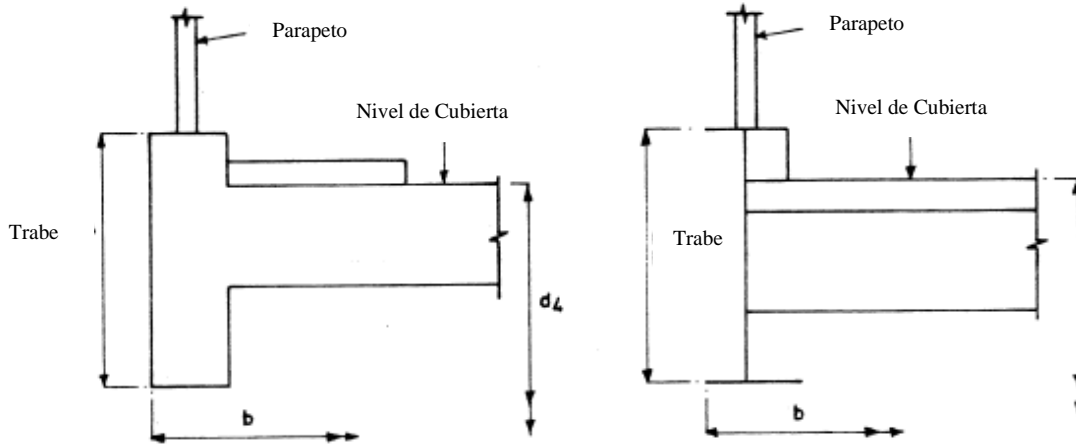
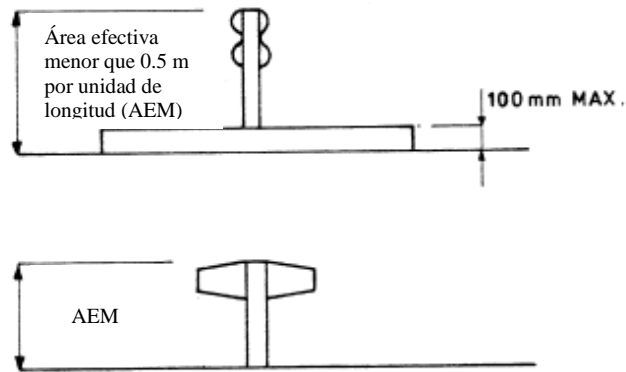


Figura 3. 3. Tipos de Puente y Dimensiones de Referencia (PBDR, 1981)



DETALLES DE BORDE



DETALLES CENTRALES

Figura 3. 4. Detalles de Cubierta de Puente (PBDR, 1981)

De acuerdo con el documento PBDR (1981), los puentes se considerarán estables con respecto a vibraciones por excitación de vórtices si la más baja de las velocidades críticas para flexión y torsión, exceden el valor de la velocidad de referencia (V_r) como se muestra en la condición de la siguiente expresión:

$$V_{cr} > V_r$$

3. 19

De acuerdo con el documento PBDR (1981), para el estudio del galopeo, deben considerarse el movimiento vertical y el de torsión.

Para el caso del movimiento vertical, este necesita ser considerado solo para puentes tipo 3, 3A, 4 y 4A de acuerdo con la Figura 3. 3 o en su defecto si se cumple que $b < 4d_4$. Al cumplirse esta condición, la velocidad crítica de galopeo (V_g) por movimiento vertical, es definida por el documento PBDR (1981) como:

$$V_g = V_{Rg} f_B d_4 \quad 3.20$$

$$V_{Rg} = C_g \left(\frac{m \delta_s}{\rho d_4^2} \right) \quad 3.21$$

donde:

f_B = frecuencia natural en movimiento vertical (flexión) en Hz.

C_g = 2.0 para puentes tipo 3 y 4 (de acuerdo con la Figura 3. 3) o puentes con voladizo mayor que $0.7d_4$.

C_g = 1.0 para puentes tipo 3A y 4A (de acuerdo con la Figura 3. 3) o puentes con voladizo menor que $0.7d_4$.

m = masa por unidad de longitud.

δ_s = decremento logarítmico de amortiguamiento, pudiendo tomar lo especificado en la Tabla 3. 12.

ρ = densidad del aire (1.2 kg/m^3).

d_4 es el peralte de la superestructura en metros mostrada en las figuras Figura 3. 3 y Figura 3. 4.

Tabla 3. 12. Valores de decremento logarítmico de amortiguamiento según el material de construcción

Material de Construcción	δ_s
Acero	0.03
Sección Compuesta de Acero y Concreto	0.04
Concreto	0.05

Para el caso del movimiento torsional, este documento indica que se debe considerar para todos los casos la velocidad crítica de galopeo (V_g) con base a la siguiente ecuación:

$$V_g = 5f_T b \quad 3.22$$

Para puentes tipo 3, 3A, 4 y 4A en los casos en que $b < 4d_4$, la velocidad crítica se deberá calcular con la expresión 3.23.

$$V_g = 12f_T d_4 \quad 3.23$$

donde:

f_T = frecuencia natural en torsión en Hz.

d_4 es el peralte de la superestructura en metros mostrada en las figuras Figura 3.3 y Figura 3.4.

Para la obtención de la velocidad crítica del viento por aleteo clásico (V_f), se recomiendan las siguientes expresiones:

$$V_f = V_{Rf} f_T b \quad 3.24$$

$$V_{Rf} = 4 \left(1 - \frac{f_B}{f_T}\right) \left(\frac{mr}{\rho b^3}\right)^{\frac{1}{2}} \quad 3.25$$

donde:

r es el radio polar de giro de la sección transversal del puente al centro del claro principal en metros (segundo momento polar de masa).

Mientras que los valores de V_g y V_f deberán de satisfacer lo siguiente:

$$V_g \geq 1.3 V_r \quad 3.26$$

$$V_f \geq 1.3 V_r \quad 3.27$$

El documento PBDR (1981) indica que cuando el puente no pueda ser asumido a ser aerodinámicamente estable contra excitación de vórtices de acuerdo con la expresión 3. 19, deberán considerarse los efectos de máximas oscilaciones y amplitudes, así como el daño por fatiga.

En tanto que las máximas amplitudes debido a vibraciones de flexión y torsión, y_{max} , pueden obtenerse para cada modo de vibración y para cada velocidad crítica correspondiente menor que V_r , aplicando la expresión 3. 28 para vibración vertical a flexión y la ecuación 3. 29 para vibración torsional:

$$\gamma_{max} = \frac{b^{\frac{1}{2}} d_4^{\frac{5}{2}} \rho}{4 m \delta_s} \quad 3. 28$$

$$\gamma_{max} = \frac{b^{\frac{3}{2}} d_4^{\frac{7}{2}} \rho}{8 m r^2 \delta_s} \quad 3. 29$$

Para la estimación del daño por fatiga cumulativa es necesario considerar un rango de esfuerzos y un número de ciclos. Para el caso de los rangos de esfuerzos, estos deben tomarse como 1.2 veces el esfuerzo no factorizado determinado de acuerdo con las formas modales para una amplitud de desplazamiento y_{max} .

Para el caso del número efectivo de ciclos por año, n , el documento PBDR (1981), sugiere la expresión 3.30.

$$n = 2500 f p C_\theta C_s \quad 3. 30$$

De la expresión 3. 30, f es la frecuencia natural del modo dado y p , C_θ , C_s son dadas a través de las figuras 3. 5, 3. 6 y 3. 7, respectivamente:

De dichas figuras, el factor p corresponde a la frecuencia de ocurrencia de las velocidades del viento dentro de +/- 2.5% de la velocidad crítica del viento, V_{cr} .

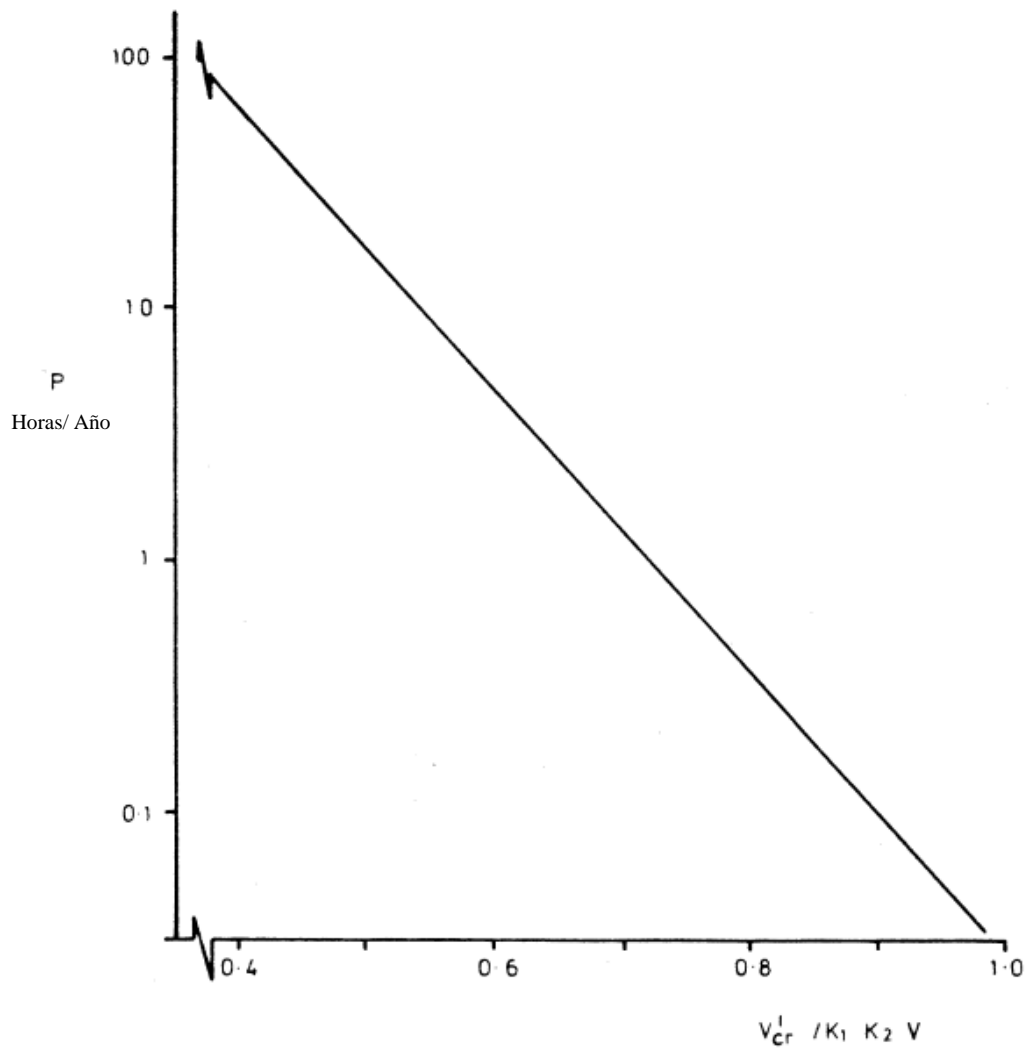
El factor C_θ es la frecuencia relativa de ocurrencia de vientos dentro de $\pm 10^\circ$ de normal a la línea central longitudinal del puente en vientos fuertes. El factor C_s toma en cuenta el rango de velocidades del viento sobre el cual ocurre la oscilación.

La velocidad crítica del viento para la estimación del daño por fatiga, V'_{cr} , puede ser tomado como:

$$V'_{cr} = 6.5 f d_4 \text{ para } b^*/d_4 < 1.25 \quad 3.31$$

$$V'_{cr} = f d_4 (0.8 \frac{b^*}{d_4} + 5.5) \text{ para } 1.25 < b^*/d_4 < 10.0 \quad 3.32$$

$$V'_{cr} = 13.5 f d_4 \text{ para } b^*/d_4 > 10.0 \quad 3.33$$



donde:

k_1 = coeficiente de viento al periodo de retorno

k_2 = factor de velocidad horaria

v = velocidad regional

$k_1 k_2 v$ = velocidad de diseño

Figura 3. 5. Frecuencia esperada de ocurrencia de la velocidad crítica (horas por año de ocurrencia de velocidad dentro de +/- 2.5% del valor crítico) (PBDR, 1981)

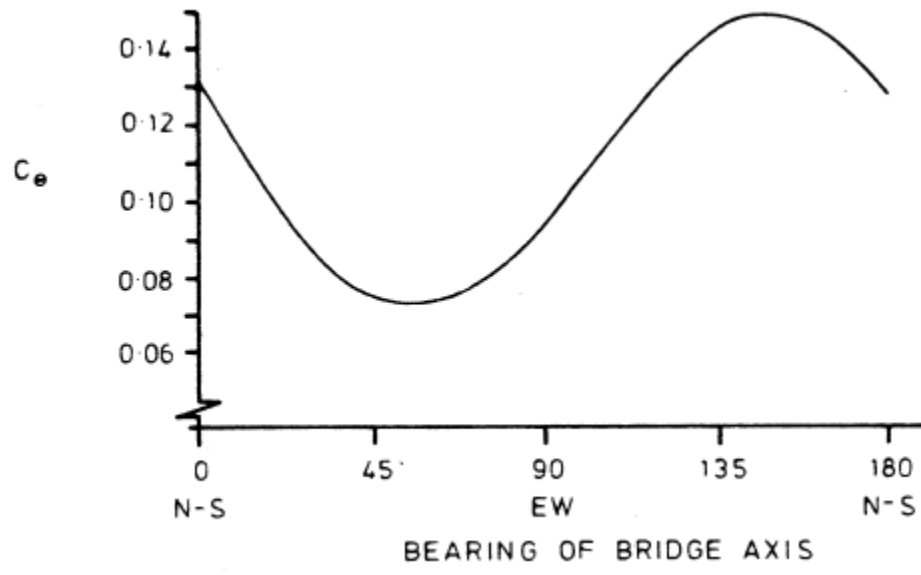


Figura 3. 6. Factor para orientación del puente (PBDR, 1981)

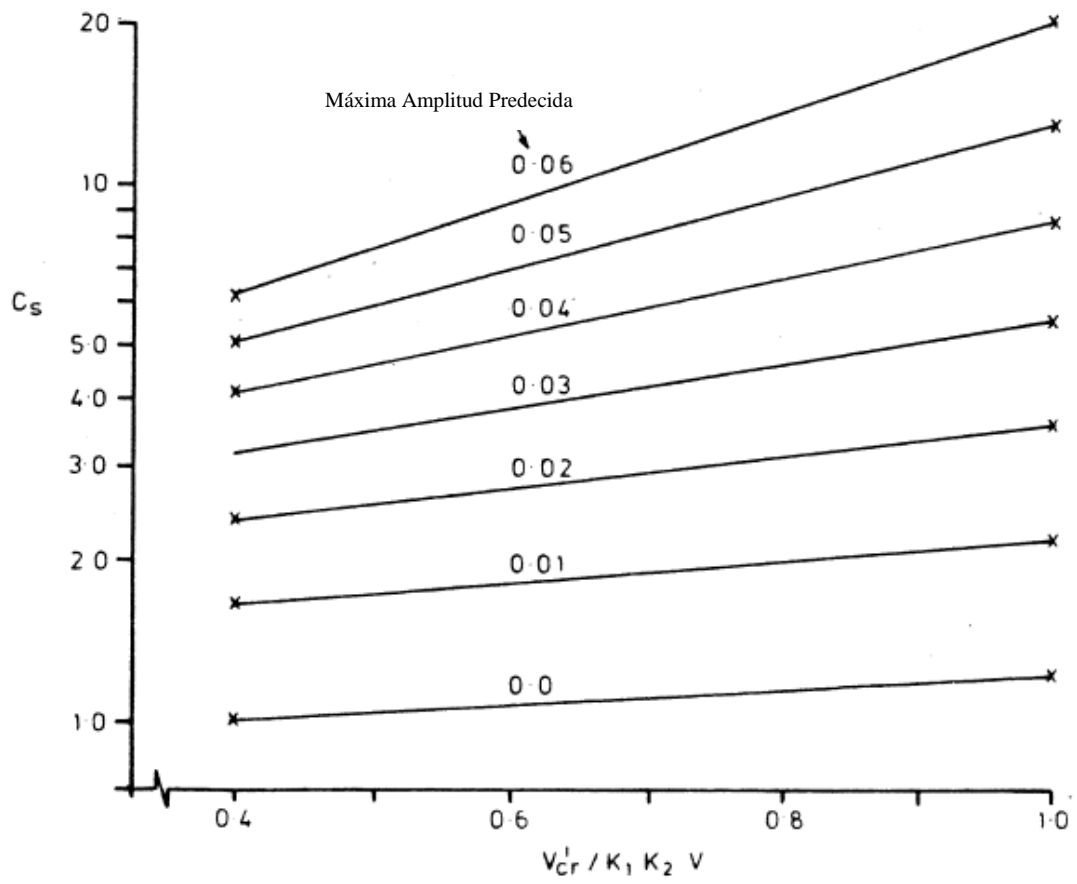


Figura 3. 7. Factor de Rango de Velocidad (PBDR, 1981)

3.2. Diseño Basado en Desempeño

En los últimos años se ha visto la necesidad de recurrir a un enfoque de diseño que conlleve a diseños estructurales confiables y racionales ante eventos extremos como el viento, para los cuales se asume un nivel de riesgo aceptable, cuidando que la respuesta de la estructura no comprometa su nivel de operación o seguridad. El diseño basado en desempeño es una filosofía de diseño estructural moderna y eficiente para concebir y evaluar sistemas estructurales complejos, que permite a los diseñadores tener en cuenta de forma sistemática los riesgos tanto naturales como antropogénicos sobre una estructura. (Petrini y Palmeri, 2012)

Inicialmente formalizado y aplicado dentro de la ingeniería sísmica (Vision 2000, 1995) la aplicación del diseño basado en desempeño se ha ampliado recientemente para hacer frente a otras situaciones de diseño, tales como; escenarios de explosión e incendio como se comenta en el trabajo de Petrini y Palmeri (2012), así como de desastres naturales por viento (Solís, 2018 y ASCE, 2019) y socavación (Rivera, Godho y Perales, 2021).

Dada su versatilidad, el diseño basado en desempeño resulta ser una estrategia viable para un diseño más confiable de puentes, debido a que, bajo este enfoque, las estructuras desempeñan un papel fundamental después de la ocurrencia de fenómenos naturales, logrando evaluar rigurosamente la seguridad estructural. (Petrini y Palmeri, 2012)

Solís (2018) afirma que, en cuestiones de diseño, los efectos eólicos han sido considerados no significativos frente a otros fenómenos naturales. Sin embargo, en la actualidad no deben ser ignorados, ya que la construcción de estructuras altamente sensibles al viento (puentes de gran longitud, edificios altos, torres de telecomunicaciones, etc.) va en aumento.

En virtud de esta situación, se han elaborado investigaciones con el fin de establecer criterios para aplicar los conceptos del enfoque de diseño por desempeño para viento, tal como se comenta en los trabajos de Solís (2018) y en el ASCE (2019). Sin embargo, dichos trabajos se limitan a la aplicación en edificaciones, por lo que es necesario establecer criterios para la

aplicación en puentes flexibles, debido a que este tipo de estructuras son altamente sensibles a los efectos del viento.

Tomando en cuenta la aplicación de dicho enfoque de diseño por viento a edificaciones, se reflexionarán sobre algunos conceptos básicos que permitan realizar una propuesta de diseño de puentes por viento basada en conceptos de desempeño.

Conforme al trabajo de Solís (2018), el concepto fundamental de este enfoque de diseño es proporcionar una metodología que permita diseñar estructuras que posean un desempeño predecible y confiable durante eventos de una cierta sollicitación, apuntando a minimizar el total de pérdidas y los costos de reparación que se presenten durante la vida útil de la estructura, implementando una metodología basada en fundamentos probabilistas.

Otra de las características más significativas de este enfoque, es que se prioriza alcanzar diferentes objetivos de desempeño, siendo estas las especificaciones de nivel de daño aceptable (desempeño deseado) en una estructura cuando ésta experimente una sollicitación de cierta intensidad (nivel de riesgo, diseño u ocurrencia). Esto permite crear una escala móvil, para que una estructura sea diseñada de manera que cumpla con un desempeño deseado y estándares de seguridad asociados a cada nivel de riesgo (Solís, 2018).

Esta escala móvil se conoce como matriz de desempeño y fue originalmente presentada dentro del documento Vision2000 (1995), para su aplicación dentro de la ingeniería sísmica y que se muestra en la Figura 3. 8.



Figura 3. 8. Matriz de desempeño para ingeniería sísmica en edificaciones (Vision2000, 1995)

Para el caso del diseño por viento, la definición de los niveles de riesgo dentro de la literatura se considera en función de la velocidad del viento, puesto que está asociada a un periodo de retorno, siendo éste el fundamento probabilista para la aplicación del enfoque de diseño basado desempeño. La razón de lo anterior se justifica debido a que, al aumentar el periodo de retorno, la velocidad aumenta y con ello, los efectos sobre las estructuras serán mayores; aumentando así, el riesgo de daño en las estructuras.

En el documento del ASCE (2019) se hace una propuesta tanto de los niveles desempeño, así como de riesgo, aplicados para el diseño eólico de edificaciones. Dicha propuesta, se muestra en la Tabla 3. 13.

Tabla 3. 13. Objetivos de desempeño para diseño de edificaciones por viento (ASCE, 2019)

	Operación Completa	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Nivel de Riesgo	$V_{Tr} < 10$ años	$10 < V_{Tr} < 50$ años	$50 < V_{Tr} < 700$ años	$V_{Tr} > 700$ años
Objetivo de Desempeño	<p>El sistema estructural permanecerá elástico.</p> <p>Los movimientos y vibraciones del edificio deben minimizar la incomodidad de los ocupantes en la resonancia de viento de diseño de hasta 10 años.</p>	<p>El sistema estructural permanecerá elástico.</p> <p>Los sistemas del edificio permanecerán operando durante el evento de viento.</p>	<p>Se permitirá que elementos o componentes específicos del sistema estructural se vuelvan inelásticos.</p> <p>El sistema estructural deberá resistir un evento de viento de diseño, permitiendo afectaciones mínimas.</p>	<p>Se permitirá que el sistema estructural se vuelva inelástico.</p> <p>El sistema estructural deberá resistir un evento de viento de diseño, sin llegar al colapso parcial o total.</p>

Tomando como referencia la información de la Tabla 3. 13, así como los periodos de retorno establecidos en los mapas de isotacas de las figuras Figura 2.7, Figura 2.8 y Figura 2.9, se propone la matriz de desempeño para diseño de puentes por viento que se muestra en la figura:

Nivel de desempeño/ Nivel de ocurrencia	Operación Completa	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
$V_{Tr} < 10$ años (frecuente)	○	○	○	○
$V_{Tr}=50$ años (ocasional)	●	○	○	○
$V_{Tr}=200$ años (raro)	●	●	○	○
$V_{Tr} > 200$ años (muy raro)	●	●	●	○

Puentes “A”
Puentes “B”

Figura 3. 9. Matriz de desempeño propuesta para diseño de puentes por viento

Como se mencionó anteriormente, para establecer la relación entre los niveles de desempeño y los periodos de retorno asociados a la velocidad de diseño, se tomó como base los periodos de retorno definidos en el documento del IMT (2001) y de la CFE (2020), siendo estos iguales a 50, 200 y mayores a 200 años, asociados a niveles de desempeño de operación completa, ocupación inmediata y seguridad de vida, respectivamente, en caso de puentes tipo “B”.

De acuerdo con el documento IMT (2001), un periodo de retorno igual o menor de 10 años no debe ser empleado para estructuras de puentes, por lo que, para el caso de la matriz, se considera de tipo “frecuente” y no se toma en cuenta para ningún objetivo de desempeño.

En contraparte, dado que los periodos de 50 y 200 años si pueden ser empleados para diseño de puentes, estos si se consideran dentro de los objetivos de desempeño, donde se considera que los periodos de retorno de 50 años son de tipo “ocasional”, de 200 años “raro” y superiores a 200 años “muy raro”.

Adicionalmente, el documento IMT (2001) señala que los puentes tipo “B” deben diseñarse como mínimo con periodos de retorno iguales o mayores de 50 años, mientras que los tipos “A” con periodos mayores a 200 años. Con base en ello, se está en posibilidad de definir dos objetivos de desempeño; el objetivo básico, para puentes tipo “B” y el esencial, para puentes tipo “A”.

La tipología de los puentes está basada en lo indicado por la norma IMT (2001), la cual se fundamenta a su vez en la tipología de carreteras a la que pertenecen los puentes. La tipología de carreteras por su parte se encuentra indicada en el manual de proyecto geométrico de carreteras (SICT, 2018).

Lo indicado en la norma IMT (2001) así como por la SICT (2018) en lo que refiere a las tipologías de puentes se resume en las tablas 3.14 y 3.15.

Tabla 3. 14. Tipologías de Puentes y Carreteras Asignadas

Tipología de Puente Asignada (IMT, 2001)	Tipología de Carreteras Asignada (SICT, 2018)
A (IMT, 2001)	ET, A y B
B (IMT, 2001)	C, D y E

Tabla 3. 15. Definición de Tipología de Carreteras

Tipo de Carretera	Definición
ET	Son aquellas carreteras 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 SICT, siendo así que su tránsito se confine a este tipo de caminos. (IMT, 2001)
A	Son aquellas carreteras que por sus características geométricas y estructurales permiten la operación de todos los vehículos autorizados con las máximas dimensiones, capacidad y peso, excepto aquellos que por sus dimensiones y peso solo se permitan en las carreteras tipo ET. (IMT, 2001)
B	Son aquellas carreteras 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. (IMT, 2001)
C	Red secundaria; son carreteras que atendiendo a sus características prestan su servicio dentro del ámbito estatal con longitudes medias, estableciendo conexiones con la red primaria. (IMT, 2001)
D	Red alimentadora, son carreteras que atendiendo a sus características geométricas y estructurales principalmente presta servicio dentro del ámbito municipal con longitudes relativamente cortas, estableciendo conexiones con la red secundaria. (SICT, 2018)
E	Son carreteras que conforman la red rural. (SICT, 2018)

Ahora bien, la descripción de los niveles de desempeño para cada tipo de puente se presenta en la Tabla 3. 16 y Tabla 3.17.

Tabla 3. 16. Definición de los niveles de desempeño para puentes tipo A

Nivel de desempeño	Daño	Desempeño	Descripción
I	Nulo	Operación Completa	Se mantiene en funcionamiento durante y después de velocidades de viento con periodo de retorno de hasta 200 años.
II	Ligero	Ocupación Inmediata	Se presentan afectaciones mínimas que no comprometen la funcionalidad del puente durante y después de velocidades de viento con periodo de retorno mayores a 200 años.

Tabla 3.17. Definición de los niveles de desempeño para puentes tipo B

Nivel de desempeño	Daño	Desempeño	Descripción
I	Nulo	Operación Completa	Se mantiene en funcionamiento durante y después de velocidades de viento con periodo de retorno de hasta 50 años.
II	Ligero	Ocupación Inmediata	Se presentan afectaciones mínimas que no comprometen la funcionalidad del puente durante y después de velocidades de viento con periodo de retorno de 200 años.
III	Moderado	Seguridad de Vida	Se presentan afectaciones que dan lugar a la suspensión parcial y temporal del servicio sin afectar la seguridad de los usuarios durante y después de velocidades de viento con periodo de retorno mayores a 200 años.

La revisión de dichos objetivos se hará mediante el análisis estructural que integre un modelado del puente y los efectos por la acción del viento (según su velocidad y periodo de retorno). Para el caso de los puentes atirantados y como se mencionó en el capítulo 2, se deberá priorizar y corroborar que el diseño de los tirantes sea eficiente para verificar que la relación de esfuerzos y desplazamientos de los otros elementos estructurales, no sobrepasen valores permisibles.

3.3. Criterios de análisis eólico de cables de puentes atirantados

Como se comentó previamente en este trabajo, los tirantes de un puente deben de ser diseñados tanto para efectos de viento estático como dinámico. Los criterios de análisis de dichos efectos pueden considerarse con cargas de viento uniformes constante expresadas a través de fuerzas equivalentes de arrastre, levantamiento, así como torsión. Estos criterios pueden determinarse de manera empírica con la siguiente expresión:

$$F = \frac{1}{2} \rho V^2 C A \quad 3.34$$

donde, F es la fuerza de arrastre o levantamiento, C es un coeficiente adimensional de arrastre y levantamiento, en función del ángulo de ataque α , A es la proyección (frontal) del área expuesta al viento, V es la velocidad del viento normal al puente y ρ es la densidad del aire, por lo que las fuerzas de arrastre y levantamiento se consideran definidas por:

$$L = \frac{1}{2} \rho V^2 C_L A \quad 3.35$$

$$D = \frac{1}{2} \rho V^2 C_D A \quad 3.36$$

Bajo condiciones estables, las fuerzas de arrastre tienen una posición desplazada del centro de cortante de la sección, lo que causa un momento de torsión alrededor del eje de rotación. Este momento puede ser expresado como:

$$M = \frac{1}{2} \rho V^2 C_M A B \quad 3.37$$

donde B es el ancho del puente.

La magnitud de estas fuerzas varía con los cambios en el ángulo de ataque y con la forma de la sección transversal. Álvarez (1992) menciona en su trabajo que muchos de los efectos de

estas incidencias solo se pueden determinar por pruebas de túnel de viento, sin embargo, valores empíricos (denominados coeficientes de arrastre, levantamiento y de torsión) pueden ser obtenidos de pruebas previas en secciones transversales y estipuladas en la literatura como Simiu y Scalani (1996) o en algunas normas de diseño como las AASHTO (2020), DRMB (2020), entre otras.

3.4. Parámetros fundamentales para el diseño de cables

De acuerdo con el trabajo de Carrión *et. al* (2005), el parámetro fundamental para el diseño de cables de puentes atirantados es la tensión, así como la medición e identificación de los modos naturales de vibrar de la estructura. La obtención de los modos de vibrar de la estructura permite conocer las velocidades a las que tienen acción los efectos aerodinámicos, mismos que pueden analizarse estáticamente mediante fuerzas equivalentes de arrastre, levantamiento y momento torsionante sobre la estructura.

Sin considerar los efectos eólicos en puentes atirantados, el diseño de los cables deberá satisfacer la demanda de tensiones debida a la combinación de cargas del peso propio, la sobrecarga y carga viva de los elementos de la cubierta. Para el diseño eólico, a dicha combinación deberá sumarse el efecto de las fuerzas generadas por el viento, ya que las tensiones y esfuerzos (actuantes) en los cables tenderán a aumentar.

Para el caso del diseño basado en desempeño los efectos del viento se consideran mayores para puentes tipo A, puesto que como se aprecia en la Figura 3. 9, el valor del periodo de retorno y de la velocidad de diseño serán mayores a los asignados a puentes tipo B.

De acuerdo con el documento SETRA (2002), para el diseño eólico de los tirantes se deberá satisfacer la demanda de esfuerzos actuantes cubriendo con un margen o factor de seguridad. Dicho documento sugiere factores de seguridad de entre el 50 y el 70% respecto al esfuerzo resistente.

El esfuerzo resistente de los tirantes será diferente dependiendo de la tipología, fabricación y arreglo de los cables que lo compongan y será más resistente a medida que el tirante posea mayor número de barras de presfuerzo (o cables) en su interior.

Cabe mencionar que el enfoque de diseño del documento SETRA (2002) no es el basado en desempeño, sin embargo, se tomarán en cuenta las recomendaciones de dicha investigación para la propuesta de diseño de este trabajo. Para ello, se optará por considerar un factor de reducción del esfuerzo resistente del 60% para el diseño de puentes tipo A y del 70 para puentes tipo B. La justificación de lo anterior obedece a que el diseño deberá ser más conservador para puentes “A”.

Adicionalmente, conforme al documento SETRA (2002), se deberá de hacer una revisión por fatiga. García *et. al* (2013) mencionan en su trabajo que materiales como los de los tirantes sufren degradación de sus propiedades mecánicas a lo largo del tiempo por la aplicación de cargas cíclicas como las del viento. La degradación de las propiedades mecánicas bajo cargas repetitivas o fluctuantes, que son de orden inferior al esfuerzo de cedencia del material, causan el daño por fatiga.

De acuerdo con el trabajo de García *et. al* (2013) mencionan que la resistencia a la fatiga es la capacidad de un material para soportar el daño acumulado por ciclos de carga, en donde los esfuerzos inducidos son menores al esfuerzo de cedencia. Algunas normas y/o fabricantes especifican el rango de esfuerzos con relación a un número de ciclos de carga que el torón deberá resistir por fatiga.

Según sea el rango de esfuerzos y el número de ciclos de carga, puede proponerse un plan de mantenimiento en el que se contemplen trabajos de inspección o supervisión cada cierto periodo de tiempo con objeto de mitigar el daño acumulado y preservar en buen estado los tirantes del puente.

3.5. Aplicación a un caso de estudio

Para ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño descrito, se tomarán algunas referencias y datos de puentes existentes, como los descritos en el apartado 2.5 para con ello proponer un puente atirantado ficticio expuesto a la acción del viento en diferentes regiones eólicas de la República Mexicana. Recordando que el diseño se limitará a la revisión del sistema de cables bajo un enfoque basado en desempeño. En la Figura 3. 10 se presenta un diagrama de flujo que ilustra el procedimiento de diseño a seguir.

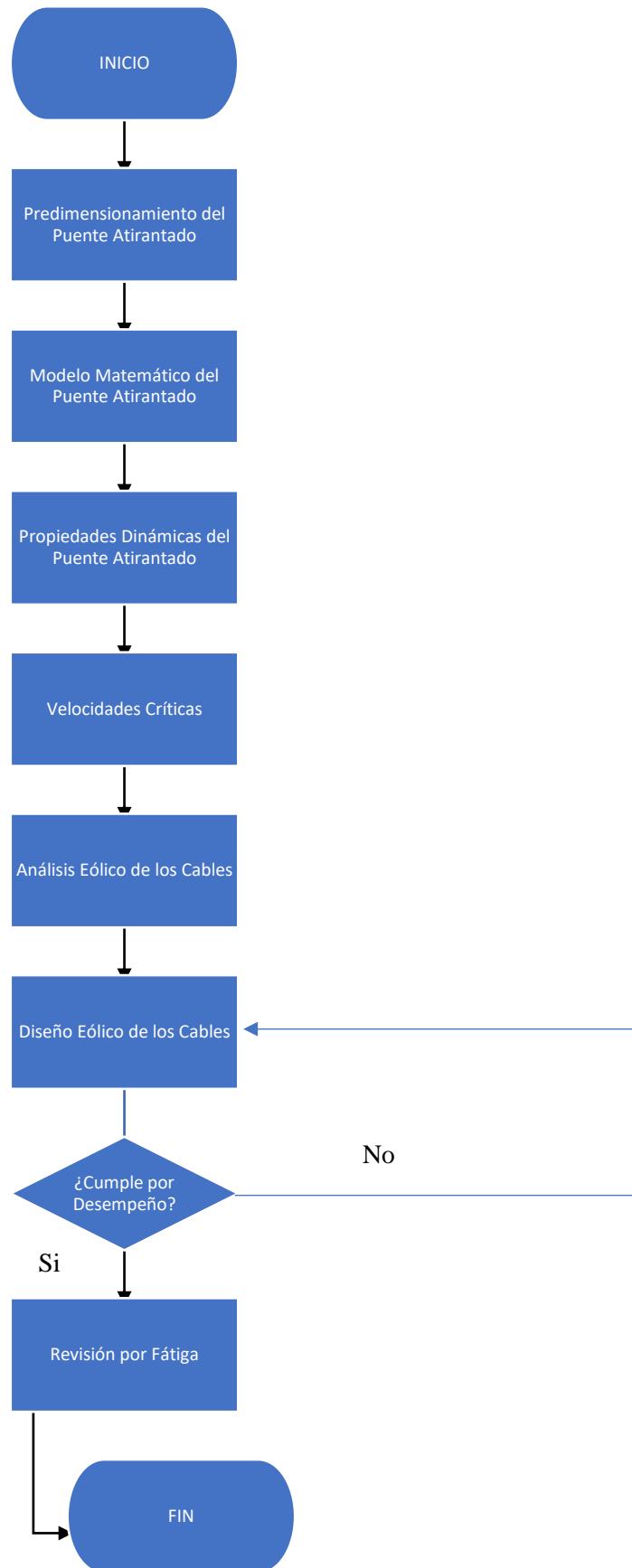


Figura 3. 10. Diagrama de Flujo para el diseño eólico de cables en puentes atirantados

3.5.1. Descripción del puente atirantado

El puente atirantado ficticio se conocerá como puente Francisco II, tendrá una longitud total de 600 m, formado por tres claros, dos extremos de 140 m y un claro principal de 320 m; ubicados a una altura de 60 m sobre el nivel de terreno natural, siendo la altura máxima de la estructura de 100 m. En la Figura 3. 11a se muestran las características generales del puente bajo estudio.

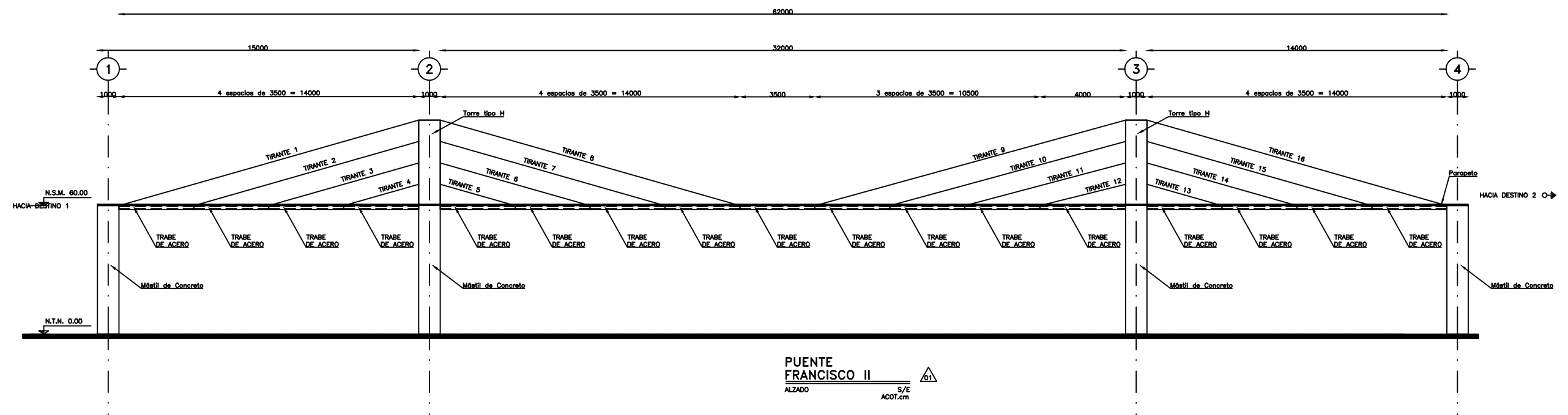
La estructura de dicho puente será de acero en la superestructura, formada en ambos lados por 15 dovelas metálicas de 35 m y una de 40 m, sobre las que se apoyará una losa de concreto reforzado de 20 cm. El ancho de la sección transversal será de 17 m. (Figura 3. 11b)

La subestructura estará formada por dos mástiles de concreto de sección rectangular hueca con dimensiones de 22 m por 10 m y 35 cm de espesor de pared. (Figura 3. 11c)

Sobre la subestructura se recibirán las torres del puente formadas por dos columnas de concreto reforzado con dimensiones de 10 por 3.50 m ligadas con un cabezal de 3.50 m de peralte.

De dichas torres se soportan los tirantes colocados en forma de arpa y en grupos de 4 por lateral, para un total de 16 tirantes por lado (barlovento y sotavento) considerando su material de acero galvanizado. (Figura 3. 11)

El puente Francisco II se considerará dentro de una carretera tipo ET, por lo que siguiendo la clasificación de la Tabla 3. 14, el puente se clasificará como tipo A. A su vez, de acuerdo con la figura 3.3, el puente se clasificará aerodinámicamente como tipo 1A.



PUEBTE FRANCISCO II
ALZADO S/E
ACOT.cm

Tabla de Materiales

Elemento Estructural	Material	Tipo	Diseño
Torre (Columnas y Cabezal)	Concreto Reforzado	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$	No
Tirantes	Acero Galvanizado	$f_y=17,030 \text{ kg/cm}^2$	Si
Losa	Concreto Reforzado	$f_c=250 \text{ kg/cm}^2$	No
Piezas de Puente	Acero ASTM A709w G36	$f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$	No
Trabes	Acero ASTM A709w G50	$f_y=3515 \text{ kg/cm}^2$	No
Mástil	Concreto Reforzado	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$	No

PROYECTO:
PUEBTE ATIRANTADO
FRANCISCO II
FIGURA 3.11a

DIBUJÓ: H.F.P.S	CALCULÓ: H.F.P.S	REVISÓ: D.R.V.	APROBÓ: D.R.V.	REV.	1
FECHA: 2023	ESC. S/E	ACOT. cm	PÁGINA 84		

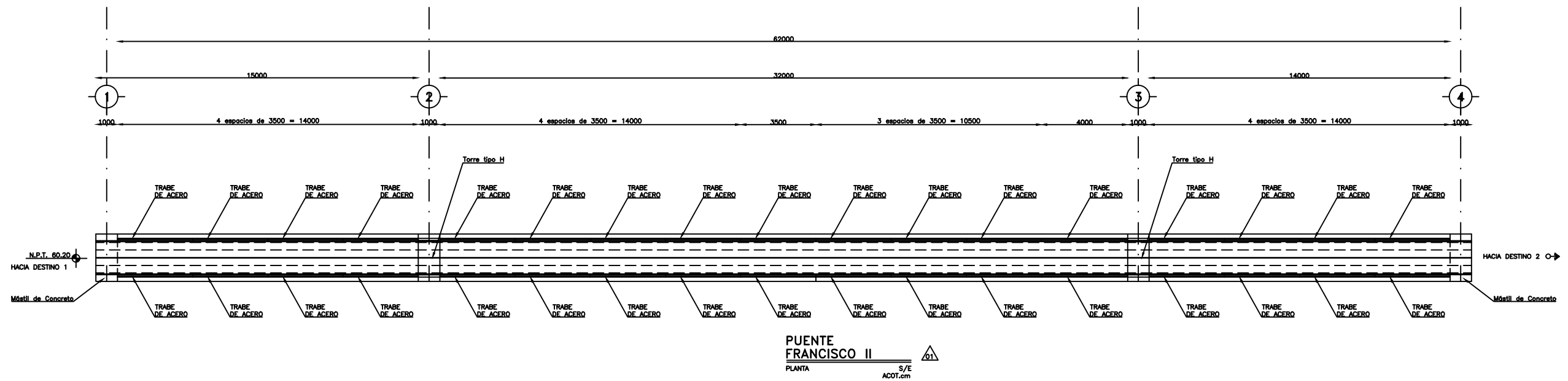
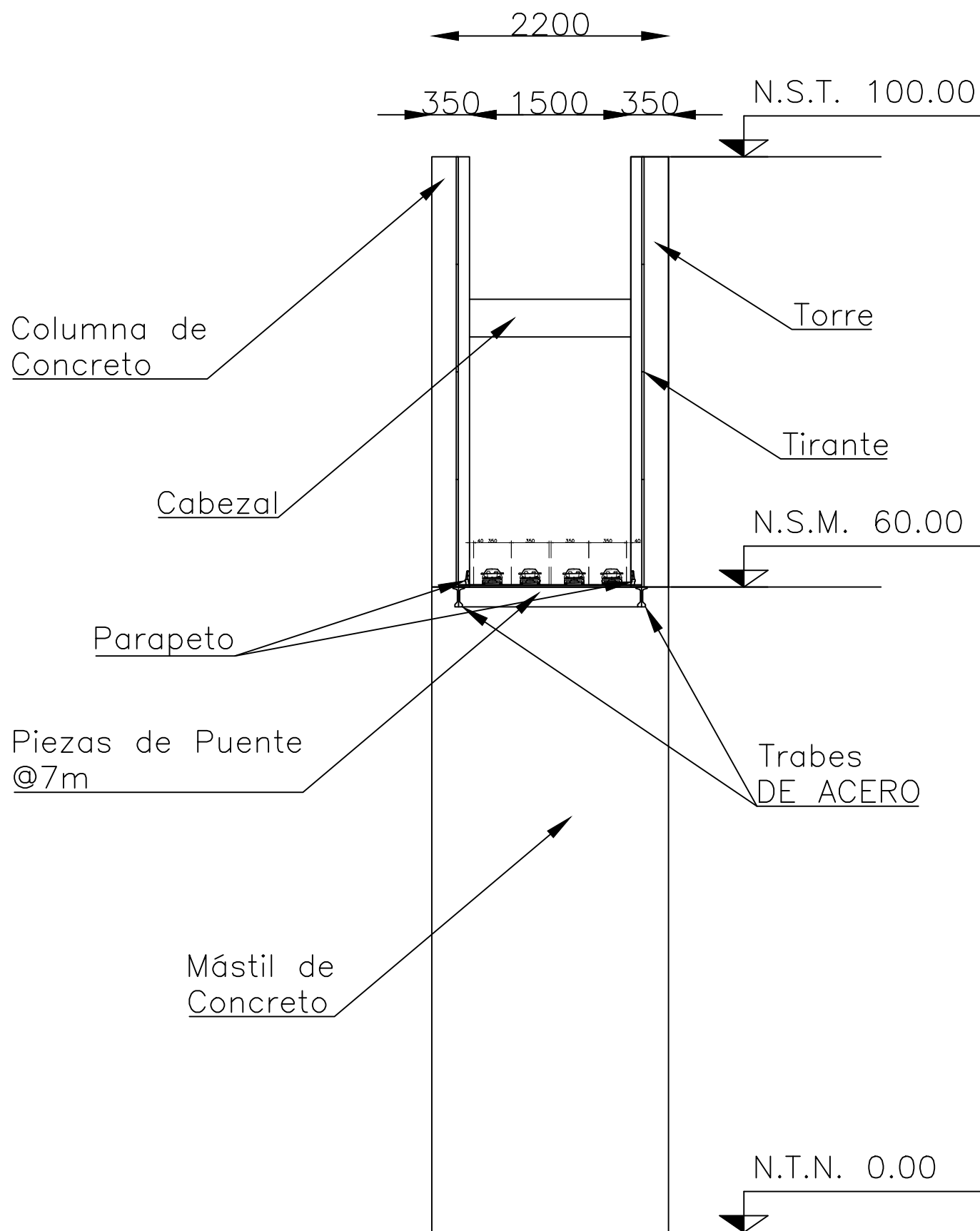
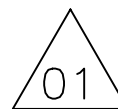


Tabla de Materiales			
Elemento Estructural	Material	Tipo	Diseño
Torre (Columnas y Cabezal)	Concreto Reforzado	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$	No
Tirantes	Acero Galvanizado	$f_y=17,030 \text{ kg/cm}^2$	Si
Losa	Concreto Reforzado	$f_c=250 \text{ kg/cm}^2$	No
Piezas de Puente	Acero ASTM A709w G36	$f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$	No
Trabes	Acero ASTM A709w G50	$f_y=3515 \text{ kg/cm}^2$	No
Mástil	Concreto Reforzado	$f_c=350 \text{ kg/cm}^2$	No

PROYECTO: PUENTE ATIRANTADO FRANCISCO II FIGURA 3.11b			
DIBUJÓ: H.F.P.S	CALCULÓ: H.F.P.S	REVISÓ: D.R.V.	APROBÓ: D.R.V.
FECHA: 2023	ESC. S/E	ACOT. cm	REV. 1 PÁGINA 85



PUENTE FRANCISCO II

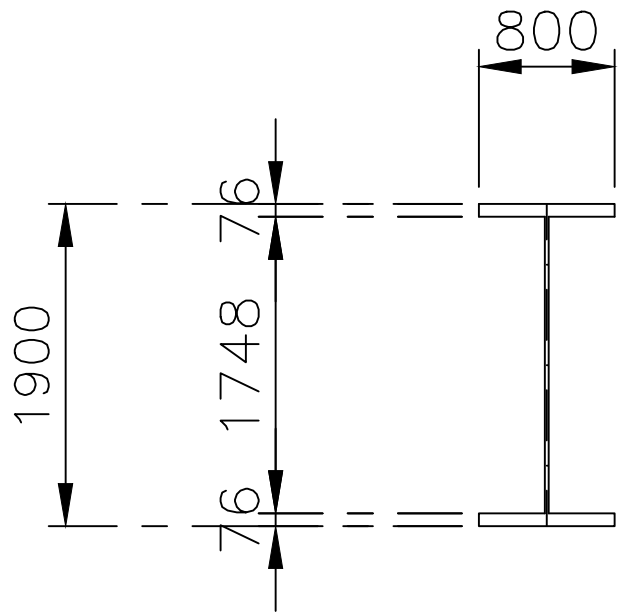


CORTE TRANSVERSAL

S/E
ACOT.cm

PROYECTO:
PUENTE ATIRANTADO
FRANCISCO II
FIGURA 3.11c

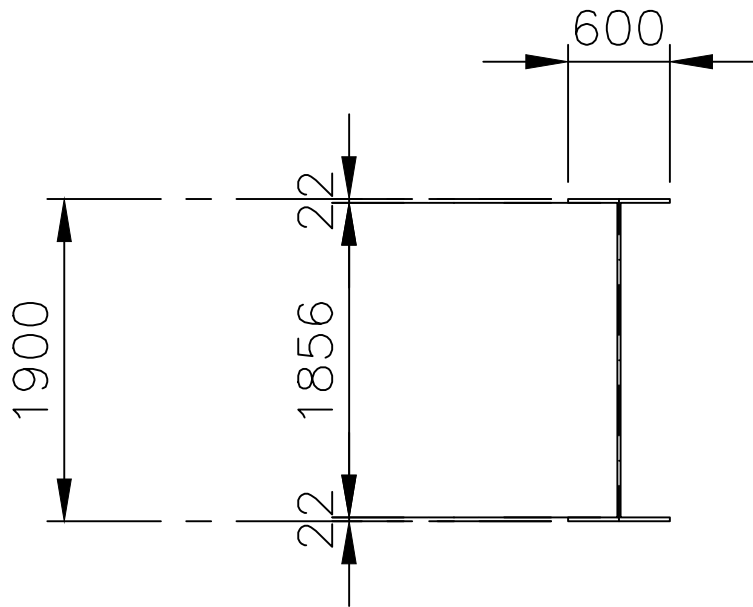
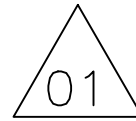
DIBUJÓ: H.F.P.S.	CALCULÓ: H.F.P.S.	REVISÓ: D.R.V.	APROBÓ: D.R.V.	REV.	1
FECHA: 2023	ESC. S/E	ACOT. cm	PÁGINA 86		



SECCIÓN DE TRABE

CORTE TRANSVERSAL

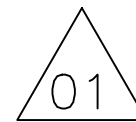
S/E
ACOT.mm



SECCIÓN DE PIEZA DE PUENTE

CORTE TRANSVERSAL

S/E
ACOT.mm



PROYECTO:
PUENTE ATIRANTADO
FRANCISCO II
FIGURA 3.11d

DIBUJÓ: H.F.P.S.	CALCULÓ: H.F.P.S.	REVISÓ: D.R.V.	APROBÓ: D.R.V.	REV.	1
FECHA: 2023	ESC. S/E	ACOT. mm	PÁGINA 87		

3.5.2. Ubicación y velocidades de diseño

El puente Francisco II se ubicará en cuatro regiones dentro de la República Mexicana; en Tampico, Tamaulipas; Chilpancingo, Guerrero; Orizaba, Veracruz y Mazatlán, Sinaloa. Dichas regiones se escogieron con razón de representar algunas de las zonas eólicas con mayores valores de velocidad del viento.

De acuerdo con los mapas de isotacas presentadas en el documento de la CFE (2020) y apoyándose a su vez de su base de datos en el software “Sistema Viento” desarrollado por Instituto de Investigaciones Eléctricas y la misma Comisión Federal de Electricidad, se definieron las velocidades regionales (V_R) asociadas a los periodos de retorno (T_R) de 10, 50 y 200 años, así como para velocidades regionales óptimas, asociadas a factores de importancia de pérdidas (Q) de 5 y 15 para las cuatro regiones mencionadas.

La justificación de tomar en cuenta también el parámetro Q obedece a que tal como se comentó, las velocidades regionales asociadas a estos parámetros son mayores a las velocidades regionales asociadas a periodos de retorno (T_R) y si se considera que, si se aumenta el periodo de retorno, el valor de la velocidad regional aumentará. También, puede asumirse que las velocidades regionales asociadas a parámetros Q podrían corresponder a las asociadas a periodos de retorno mayores a 200 años. A su vez y dado que las velocidades asociadas al parámetro Q , pueden utilizarse para el análisis por viento de estructuras flexibles y dado que los puentes atirantados se consideran como estructuras de este tipo, se ocuparán para apoyo de la matriz de desempeño propuesta donde se consideran velocidades regionales asociadas a periodos de retorno mayores a 200 años.

En la Tabla 3. 18 se muestran las velocidades regionales asociados a diferentes periodos de retorno y factores Q , para las diferentes ubicaciones seleccionadas.

Tabla 3. 18. Velocidades regionales (V_R) para diferentes T_R Y Q

Ubicación	V_R T_{R10} (km/h)	V_R T_{R50} (km/h)	V_R T_{R200} (km/h)	V_R Q_5 (km/h)	V_R Q_{15} (km/h)
Tampico, Tamaulipas	128.8	154.9	181.9	240.0	260.0
Chilpancingo, Guerrero	112.9	129.7	143.3	177.0	185.0
Orizaba, Veracruz	129.8	152.7	171.1	211.0	222.0
Mazatlán, Sinaloa	124.6	172.6	207.5	265.0	284.0

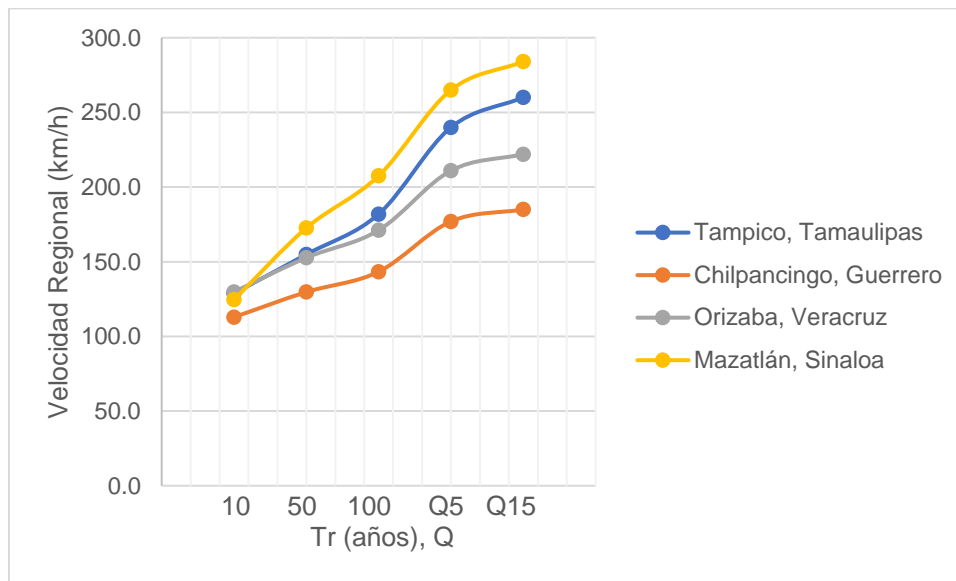


Figura 3. 12. Gráfica de Velocidades Regionales (V_R)

Tomando en cuenta las velocidades regionales expuestas en la Tabla 3. 18 y en la Figura 3. 12 para las diferentes ubicaciones propuestas, se procede a estimar las velocidades de diseño de acuerdo con las expresiones propuestas por el IMT (2001).

En la Tabla 3. 19 se presentan los factores que variarán la velocidad del viento, tomando como referencia la propia geometría descrita del puente y las condiciones más críticas posibles.

Tabla 3. 19. Factores de Variación Regional de Viento

Factor	Valor
Topografía (FT)	1.20
Exposición (Fa)	1.11
Rugosidad (Frz)	1.24
z	100 m
Δ	390 m
a	0.171
Te	600 m
Tamaño (Fc)	0.9

De acuerdo con los factores de la Tabla 3. 19 y aplicando la expresión 2.2 para cada velocidad regional de la Tabla 3. 18, de la tabla Tabla 3. 20 a la Tabla 3. 24 se muestran las velocidades de diseño estimadas para cada periodo de retorno y factor de pérdida correspondiente.

Tabla 3. 20. Velocidad de diseño para un periodo de retorno de 10 años

	Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)
Tr = 10 años	Tampico, Tamaulipas	128.8	171.9
	Chilpancingo, Guerrero	112.9	150.7
	Orizaba, Veracruz	129.8	173.3
	Mazatlán, Sinaloa	124.6	166.3

Tabla 3. 21. Velocidad de diseño para un periodo de retorno de 50 años

	Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)
Tr = 50 años	Tampico, Tamaulipas	154.9	206.8
	Chilpancingo, Guerrero	129.7	173.1
	Orizaba, Veracruz	152.7	203.9
	Mazatlán, Sinaloa	172.6	230.4

Tabla 3. 22. Velocidad de diseño para un periodo de retorno de 200 años

	Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)
Tr = 200 años	Tampico, Tamaulipas	181.9	242.8
	Chilpancingo, Guerrero	143.3	191.3
	Orizaba, Veracruz	171.1	228.4
	Mazatlán, Sinaloa	207.5	277.0

Tabla 3. 23. Velocidad de diseño para Q5

	Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)
Q5	Tampico, Tamaulipas	240.0	320.4
	Chilpancingo, Guerrero	177.0	236.3
	Orizaba, Veracruz	211.0	281.7
	Mazatlán, Sinaloa	265.0	353.8

Tabla 3. 24. Velocidad de diseño para Q15

	Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)
Q15	Tampico, Tamaulipas	260.0	347.1
	Chilpancingo, Guerrero	185.0	247.0
	Orizaba, Veracruz	222.0	296.4
	Mazatlán, Sinaloa	284.0	379.1

3.5.3. Modelo matemático

Para el análisis eólico de los cables, se empleará un software de análisis estructural, que para este caso el programa SAP2000 v24, con el cual se modelará y analizará eólicamente el puente Francisco II (FII).

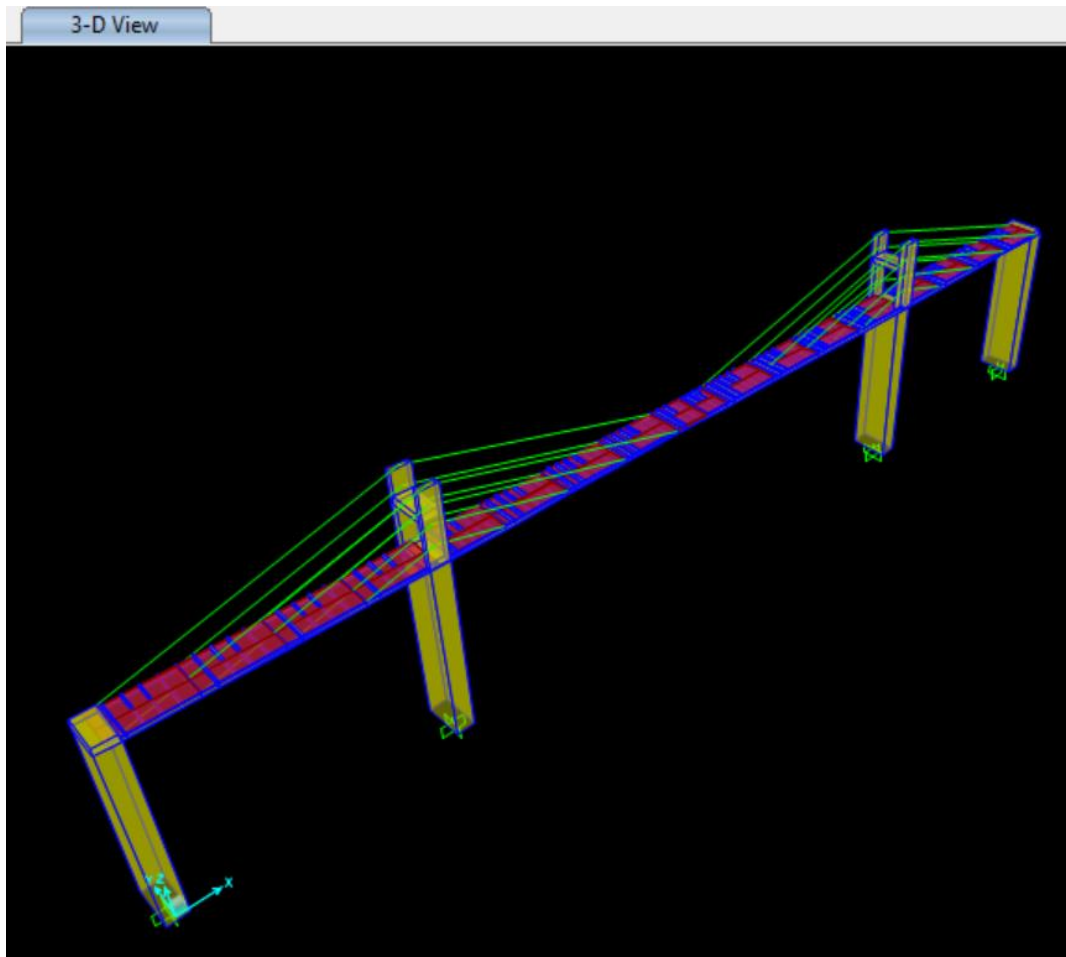


Figura 3. 13. Modelo de Puente Atirantado realizado en SAP2000 v24

Dentro del modelado se considerarán elementos tipo barra o frame para el análisis de los cables del puente, así como para el mástil, las columnas, el cabezal y las columnas; mientras que, para el caso de la losa, se considerarán elementos tipo Shell, tal como se muestra en la Figura 3. 13

En la Tabla 3. 25 se resumen las propiedades mecánicas de los materiales para los diferentes elementos estructurales.

Tabla 3. 25. Propiedades mecánicas de los materiales y elementos estructurales considerados

Propiedad	Valor
Peso volumétrico del concreto reforzado =	2400 kg/m ³
Peso volumétrico del acero =	7850 kg/m ³
E concreto =	14000√f'c
E acero =	2,040,000 kg/cm ²
fy traveses =	3515 kg/cm ²
fy piezas de puente =	2530 kg/cm ²
f'c mástil =	350 kg/cm ²
f'c columna =	350 kg/cm ²
f'c cabezal =	350 kg/cm ²
f'c losa =	250 kg/cm ²
fy acero de refuerzo =	4200 kg/cm ²
f cables =	1670 MPa
	17029 kg/cm ²

Con base en las propiedades mecánicas, así como en la geometría del puente, se hicieron las consideraciones para el análisis de carga, en el cual se considera la sobrecarga muerta y carga viva, conforme a lo que se presenta en la Tabla 3. 26.

Tabla 3. 26. Consideraciones para el análisis de carga y sobrecarga muerta (SCM) y carga viva.

<i>El puente tiene un claro libre mínimo de</i>	35	m
<i>y máximo de</i>	40	m
<i>y un ancho total de</i>	19.5	m
<i>La superestructura está formada por</i>	2	traveses
<i>metálicas de acero tipo A709M grado</i>	50	w
<i>de peralte</i>	190	cm
<i>y ancho de</i>	80	cm
<i>área</i>	1601	cm ²
<i>con una resistencia fy de</i>	3515	kg/cm ²
<i>diafragmas metálicos de acero tipo A709M grado</i>	36	
<i>con un área de</i>	675	cm ²
<i>colocados a cada</i>	7	m
<i>Se considera una losa de concreto reforzado de</i>	20	cm
<i>de espesor. La superficie de rodamiento es asfáltica con un</i>		
<i>espesor de</i>	13	cm
<i>con una resistencia f'c de</i>	250	kg/cm ²

<i>Las cargas vivas se estimarán con el modelo</i>	66.5	IMT
<i>Los parapetos se consideran de</i>	40	cm
<i>de espesor y altura de</i>	50	cm
<i>por lo que el ancho de calzada es de</i>	18.7	m

Con base en la Tabla 3. 26 se obtuvo el valor de la sobrecarga muerta lineal, así como del peso propio mostrados en la Tabla 3. 27 y Tabla 3. 28, respectivamente.

Tabla 3. 27. Cálculo de la sobrecarga (SCM) en la superestructura del puente Francisco II (por trabe)

$W_{parapeto} =$	480	kg/m =	0.48	t/m
$W_{carpeta} =$	2674	kg/m =	2.67	t/m
$\Sigma SCM =$	3154	kg/m =	3.15	t/m

Tabla 3. 28. Cálculo del peso propio en la superestructura del puente Francisco II (total)

$W_{viga} =$	2514	kg/m =	2.51	t/m
$W_{diafragmas} =$	530	kg/m =	0.53	t/m
$W_{losa} =$	9360	kg/m =	9.36	t/m
$SCM =$	6308	kg/m =	6.31	t/m

Para el caso de la carga viva, se estimó con base en el modelo IMT 66.5. La justificación se fundamenta en que la norma IMT (2001b), este modelo deberá ser aplicado para puentes carreteros ET.

De acuerdo con este modelo y considerando el claro más crítico (de 40 m), los elementos mecánicos (M, momento y V, cortante) correspondientes a estas condiciones son las presentadas en la Tabla 3. 29

Tabla 3. 29. Elementos mecánicos máximos por carga viva IMT 66.5

$M_{viva} =$	281439	kg-m	281.44	t-m
$V_{viva} =$	10355	kg-m	10.36	t

Los elementos mecánicos obtenidos en la Tabla 3. 29 se factorizarán a su vez por el impacto (I) y el factor de distribución o de presencia múltiple (m) indicados en la norma AASHTO (2020).

Tabla 3. 30. Valores de Impacto y de Factor de Distribución

<i>Impacto (I)=</i>	<i>1.30</i>
<i>Factor de Distribución=</i>	<i>0.70</i>

Una vez conocido el valor de impacto y el factor de distribución, en la Tabla 3. 31 se muestra el valor del momento (M), cortante (V) y de carga (w) debidas a la carga viva factorizada.

Tabla 3. 31. Momento, cortante y distribución de carga viva

<i>Elemento Mecánico</i>	<i>Valor de Diseño</i>		<i>Valor de Diseño</i>	
<i>Mviva diseño=</i>	<i>256110</i>	<i>kg-m</i>	<i>256.11</i>	<i>t-m</i>
<i>Vviva diseño=</i>	<i>9423</i>	<i>kg-m</i>	<i>9.42</i>	<i>t</i>
<i>Distribución de Carga Viva wviva diseño =</i>	<i>1673</i>	<i>kg/m</i>	<i>1.67</i>	<i>t/m</i>

Finalmente, en la Tabla 3. 32, se muestra el peso total de la superestructura.

Tabla 3. 32. Peso total sobre la superestructura

<i>Concepto</i>	<i>Valor (kg/m)</i>		<i>Valor (t/m)</i>	
<i>Wviga =</i>	<i>2514</i>	<i>kg/m</i>	<i>2.51</i>	<i>t/m</i>
<i>Wdiafragmas=</i>	<i>530</i>	<i>kg/m</i>	<i>0.53</i>	<i>t/m</i>
<i>Wlosa=</i>	<i>9360</i>	<i>kg/m</i>	<i>9.36</i>	<i>t/m</i>
<i>SCM =</i>	<i>6308</i>	<i>kg/m</i>	<i>6.31</i>	<i>t/m</i>
<i>wviva diseño=</i>	<i>1673</i>	<i>kg/m</i>	<i>1.67</i>	<i>t/m</i>
<i>wpropio=</i>	<i>20384</i>	<i>kg/m</i>	<i>20.38</i>	<i>t/m</i>

3.5.4. Propiedades dinámicas

Para el análisis de la dinámica estructural del puente y de acuerdo con las normas PBDR (1981), se tomó en consideración únicamente el peso propio y la sobrecarga muerta del puente, con un 90% de participación modal estática y dinámica.

De las formas modales, se muestran los periodos y frecuencias naturales de los primeros 12 modos, así como su tipo de vibración principal (H, horizontal; V vertical; T, torsional) en la Tabla 3. 33.

Tabla 3. 33. Principales periodos, tipos y frecuencias de vibración del puente Francisco II

Modo	T (s)	f (hz)	Tipo
1	3.3520	0.2983	H
2	3.3089	0.3022	H
3	2.8965	0.3452	T
4	2.3946	0.4176	H
5	2.2842	0.4378	T
6	2.2563	0.4432	T
7	1.9042	0.5251	T
8	1.7561	0.5694	T
9	1.7041	0.5868	V
10	1.6228	0.6162	V
11	1.5659	0.6386	V
12	1.4408	0.6941	T

De acuerdo con la tabla anterior, el periodo natural principal en flexión (sentido horizontal) es de 3.35s, mientras que el de torsión es 2.89 s y en el sentido vertical es de 1.70s. Este último periodo de vibración es constante con el que se obtendría de aplicar la ecuación empírica 2.3 que, al considerar una longitud principal de 320 m, resulta un periodo por flexión en la dirección vertical de 1.45s. En las figuras *Figura 3. 14* y *Figura 3. 15* se muestran algunas formas modales obtenidas del análisis dinámico.

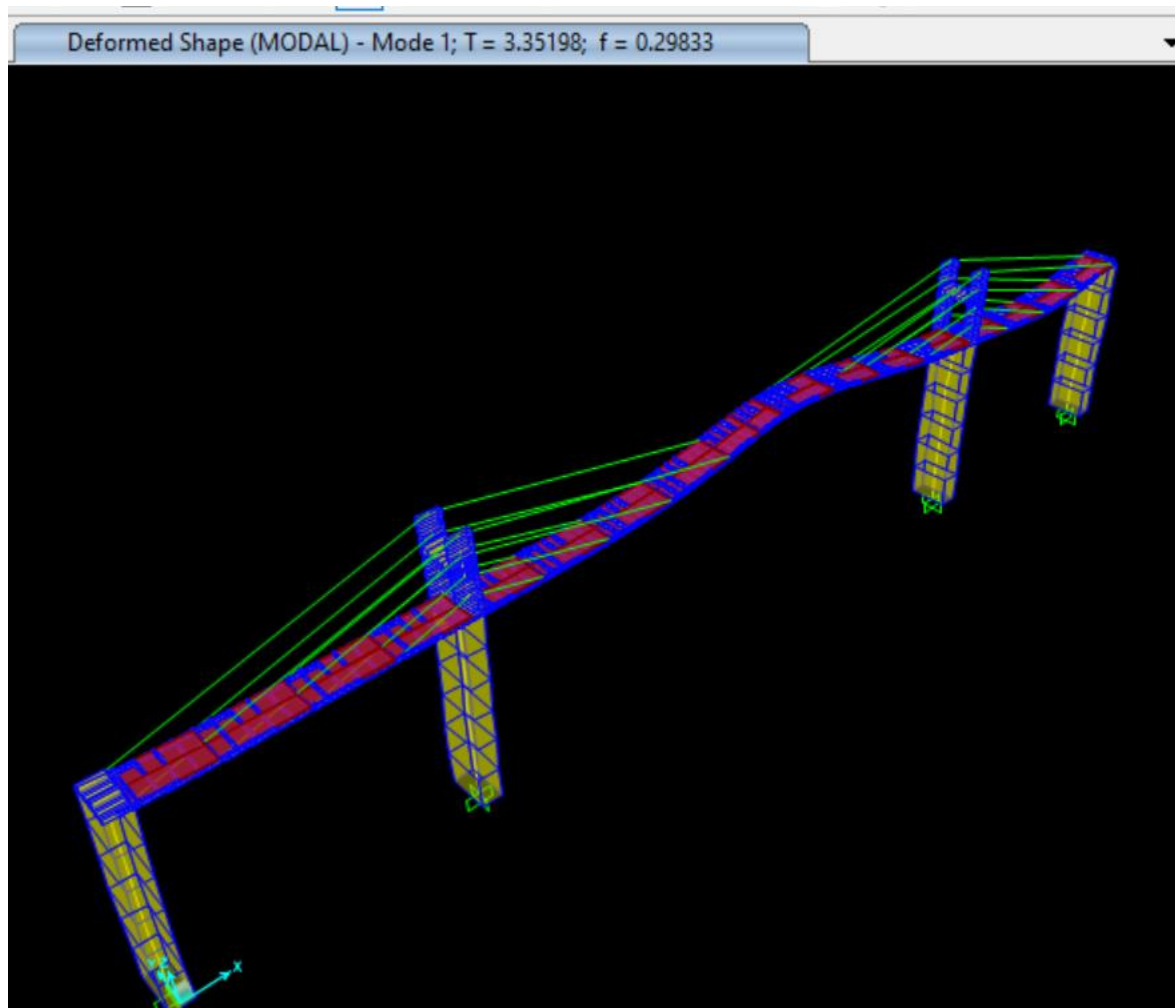


Figura 3. 14. Modo de Vibración Principal del Puente Atirantado Francisco II

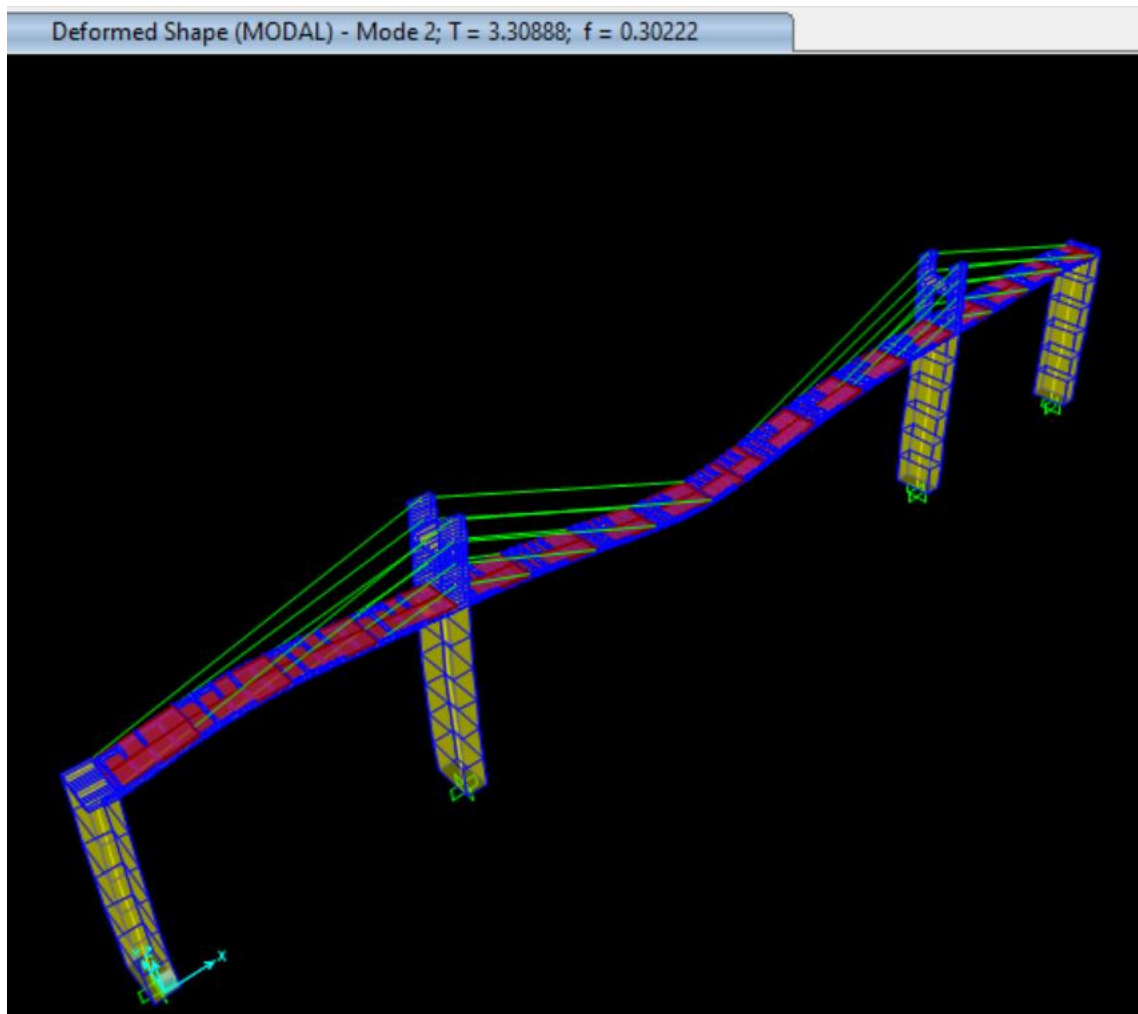


Figura 3. 15. Modo de Vibración 2 del Puente Atirantado Francisco II

3.5.5. Velocidades críticas

Obtenida la información modal, se procedió a calcular las velocidades críticas del viento de acuerdo con el criterio unificado de las PBDR (1981), el Eurocódigo (EN, 2005) y las DMRB (2020).

Para la aplicación de dicho criterio y de acuerdo con la tipología de puente establecida en la Figura 3. 3 por las PBDR (1981), el puente se clasificó como tipo 1A. Con base en esta tipología y la geometría del puente, se definieron los parámetros que se muestran en la Tabla 3. 34:

Tabla 3. 34. Parámetros para la estimación de la velocidad crítica de emisión de vórtices

$$\begin{array}{l|l} b= & 19.5 \text{ m} \\ d_4= & 2.73 \text{ m} \\ b/d_4= & 7.14 \end{array}$$

Con la relación b/d_4 , el cálculo de la velocidad crítica (V_{cr}) por emisión de vórtices corresponde la expresión 3. 17 de la cual se obtiene la siguiente V_{cr} :

$$V_{cr} = \begin{array}{ll} 7.21 & \text{m/s} \\ 26.0 & \text{km/h} \end{array}$$

Este valor se deberá comparar con la velocidad de referencia (V_r) como se especifica en la expresión 3. 19. Dicha velocidad de referencia de acuerdo con las PBDR (1981) está en función de un cierto periodo de retorno, por lo que, para objeto del presente trabajo, esta referencia se tomará igual a la velocidad regional (V_R), al estar asociada a un cierto periodo de retorno.

De acuerdo con las velocidades regionales empleadas en esta investigación, no se cumple la condición de la expresión mencionada, puesto que no es mayor que ninguna velocidad regional de alguna de las ubicaciones. Por lo anterior, no se puede considerar al puente aerodinámicamente estable contra excitación de vórtices, por lo que se, deberá revisarse su diseño por fatiga.

Para la revisión por fatiga, la velocidad crítica del viento se estimará con la expresión 3. 32. De acuerdo con dicha expresión, la velocidad crítica de fatiga (V_{cr}') es:

$$V_{cr}' = \begin{array}{ll} 9.13 & \text{m/s} \\ 32.9 & \text{km/h} \end{array}$$

Para el análisis del efecto aerodinámico de galopeo, se debe cumplir que $b < 4d_4$, para que sea necesario su estudio en movimiento vertical. En la Tabla 3. 35 se resumen los parámetros para la velocidad crítica de galopeo.

Tabla 3. 35. Parámetros para la estimación de la velocidad crítica de galopeo

b=	19.5	m
d ₄ =	2.66	m
4d ₄ =	10.64	m

Puesto que no se cumple la condición, no es necesario el análisis del galopeo en movimiento vertical, por lo que se procedió a calcular la velocidad del galopeo (V_g) en movimiento torsional para su consideración como se indica en la expresión 3. 22 correspondiente a la condición geométrica, siendo:

$$V_g = \begin{matrix} 33.7 & \text{m/s} \\ 121.2 & \text{km/h} \end{matrix}$$

Para el caso del análisis del efecto de aleteo se ocuparán las expresiones 3. 24 y 3. 25 para encontrar su velocidad crítica (V_f), en la Tabla 3. 36 se reportan los parámetros necesarios para evaluar esta velocidad crítica

Tabla 3. 36. Parámetros para la estimación de la velocidad crítica de aleteo

f _b =	0.298	hz
TT=	2.8965	s
f _t =	0.345	hz
m=	20384	kg/m
r=	5.63	m
b=	19.50	m
V _r f=	1.9	
V_f=	12.6	m/s
	45.5	km/h

En las tablas Tabla 3. 37 a Tabla 3. 41 se presentan las velocidades críticas por emisión de vórtices, fatiga, aleteo y galopeo, en comparación con las velocidades regional y de diseño, para diferentes periodos de retorno, considerando las diversas ubicaciones del puente.

Tabla 3. 37. Velocidades regionales, de diseño y críticas para Tr = 10 años

Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)	V emisión de vórtices (km/h)	V fatiga (km/h)	V aleteo (km/h)	V galopeo (km/h)
Tampico, Tamaulipas	128.8	171.9	26.0	32.9	45.2	121.2
Chilpancingo, Guerrero	112.9	150.7				
Orizaba, Veracruz	129.8	173.3				
Mazatlán, Sinaloa	124.6	166.3				

Tabla 3. 38. Velocidades regionales, de diseño y críticas para Tr = 50 años

Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)	V emisión de vórtices (km/h)	V fatiga (km/h)	V aleteo (km/h)	V galopeo (km/h)
Tampico, Tamaulipas	154.9	206.8	26.0	32.9	45.2	121.2
Chilpancingo, Guerrero	129.7	173.1				
Orizaba, Veracruz	152.7	203.9				
Mazatlán, Sinaloa	172.6	230.4				

Tabla 3. 39. Velocidades regionales, de diseño y críticas para Tr = 200 años

Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)	V emisión de vórtices (km/h)	V fatiga (km/h)	V aleteo (km/h)	V galopeo (km/h)
Tampico, Tamaulipas	181.9	242.8	26.0	32.9	45.2	121.2
Chilpancingo, Guerrero	143.3	191.3				
Orizaba, Veracruz	171.1	228.4				
Mazatlán, Sinaloa	207.5	277.0				

Tabla 3. 40. Velocidades regionales, de diseño y críticas para Q = 5

Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)	V emisión de vórtices (km/h)	V fatiga (km/h)	V aleteo (km/h)	V galopeo (km/h)
Tampico, Tamaulipas	240.0	320.4	26.0	32.9	45.2	121.2
Chilpancingo, Guerrero	177.0	236.3				
Orizaba, Veracruz	211.0	281.7				
Mazatlán, Sinaloa	265.0	353.8				

Tabla 3. 41. Velocidades regionales, de diseño y críticas para Q = 15

Lugar	V regional (km/h)	V diseño (km/h)	V emisión de vórtices (km/h)	V fatiga (km/h)	V aleteo (km/h)	V galopeo (km/h)
Tampico, Tamaulipas	260.0	347.1	26.0	32.9	45.2	121.2
Chilpancingo, Guerrero	185.0	247.0				
Orizaba, Veracruz	222.0	296.4				
Mazatlán, Sinaloa	284.0	379.1				

Como se puede apreciar en las tablas anteriores las velocidades de diseño son mayores a las velocidades críticas de los fenómenos de galopeo y aleteo, por lo que en el diseño se estaría en posibilidad de satisfacer los efectos aerodinámicos de tales fenómenos. En el caso de la velocidad de fatiga y a pesar de que ésta es menor a la de diseño, se hará un análisis de los efectos del viento a esta velocidad con el fin de estudiar el daño por fatiga.

3.5.6. Análisis eólicos de los cables

Para el análisis de los tirantes, se usaron las ecuaciones 3. 34, 3. 35 y 3. 36 para encontrar las fuerzas equivalentes. Para su aplicación, se ocuparon los coeficientes de arrastre, levantamiento y de momento que se muestran en la tabla 3.41, tomados de la PBDR (1981).

Tabla 3. 42. Coeficientes de arrastre, levantamiento y fatiga (PBDR, 1981)

Coeficiente		Valor
Arrastre	C_a	1.3
Levantamiento	C_l	0.5
Torsión	C_t	1.6

Como resultado del cálculo, en las tablas Tabla 3. 43 a la Tabla 3. 48 se muestran las fuerzas de arrastre, levantamiento y momento torsionante obtenidos para la velocidad de fatiga para cada periodo de retorno.

Tabla 3. 43. Fuerzas de arrastre, levantamiento y momento torsionante para la velocidad crítica por fatiga

	Lugar	F arrastre (t/m)	F levantamiento (t/m2)	M torsionante (t-m)
Velocidad Crítica de Fátiga	Tampico, Tamaulipas	0.017	0.003	254
	Chilpancingo, Guerrero			
	Orizaba, Veracruz			
	Mazatlán, Sinaloa			

Tabla 3. 44. Fuerzas de arrastre, levantamiento y momento torsionante para la velocidad de diseño, por ubicación, periodo de retorno de 10 años

	Lugar	F arrastre (t/m)	F levantamiento (t/m2)	M torsionante (t-m)
Tr = 10 años	Tampico, Tamaulipas	0.522	0.076	7641
	Chilpancingo, Guerrero	0.401	0.058	5871
	Orizaba, Veracruz	0.531	0.077	7760
	Mazatlán, Sinaloa	0.489	0.071	7151

Tabla 3. 45. Fuerzas de arrastre, levantamiento y momento torsionante para la velocidad de diseño, por ubicación, periodo de retorno de 50 años

	Lugar	F arrastre (t/m)	F levantamiento (t/m2)	M torsionante (t-m)
Tr = 50 años	Tampico, Tamaulipas	0.756	0.109	11051
	Chilpancingo, Guerrero	0.530	0.077	7748
	Orizaba, Veracruz	0.734	0.106	10740
	Mazatlán, Sinaloa	0.938	0.136	13721

Tabla 3. 46. Fuerzas de arrastre, levantamiento y momento torsionante para la velocidad de diseño, por ubicación, periodo de retorno de 200 años

	Lugar	F arrastre (t/m)	F levantamiento (t/m2)	M torsionante (t-m)
Tr = 200 años	Tampico, Tamaulipas	1.04	0.151	15240
	Chilpancingo, Guerrero	0.65	0.094	9458
	Orizaba, Veracruz	0.92	0.133	13484
	Mazatlán, Sinaloa	1.36	0.196	19831

Tabla 3. 47. Fuerzas de arrastre, levantamiento y momento torsionante para la velocidad de diseño, por ubicación, Q = 5

	Lugar	F arrastre (t/m)	F levantamiento (t/m2)	M torsionante (t-m)
Q5	Tampico, Tamaulipas	1.81	0.262	26530
	Chilpancingo, Guerrero	0.99	0.143	14430
	Orizaba, Veracruz	1.40	0.203	20506
	Mazatlán, Sinaloa	2.21	0.320	32345

Tabla 3. 48. Fuerzas de arrastre, levantamiento y momento torsionante para la velocidad de diseño, por ubicación, Q = 15

	Lugar	F arrastre (t/m)	F levantamiento (t/m2)	M torsionante (t-m)
Q15	Tampico, Tamaulipas	2.13	0.308	31136
	Chilpancingo, Guerrero	1.08	0.156	15764
	Orizaba, Veracruz	1.55	0.225	22700
	Mazatlán, Sinaloa	2.54	0.367	37150

Con todas las fuerzas obtenidas, se plantearon 7 combinaciones de carga para cada ubicación propuesta, cada combinación considerada se explica en la Tabla 3. 49.

Tabla 3. 49. Combinaciones de carga

Combinación	Descripción
1	CM + SM + CV
2	Comb 1 + V_F
3	Comb 1 + $V_{TR 10}$
4	Comb 1 + $V_{TR 50}$
5	Comb 1 + $V_{TR 200}$
6	Comb 1 + V_{Q5}
7	Comb 1 + V_{Q15}

donde:

$CM =$ Carga Muerta

$SCM =$ Sobrecarga muerta

$CV =$ Carga Viva

$V_F =$ Viento por fatiga

$V_{TR 10} =$ Viento para periodo de retorno de 10 años

$V_{TR 50} =$ Viento para periodo de retorno de 50 años

$V_{TR 200} =$ Viento para periodo de retorno de 200 años

$V_{Q5} =$ Viento para Q=5

$V_{Q15} =$ Viento para Q=15

En las tablas Tabla 3. 50 a Tabla 3. 53 se muestran las tensiones en cada uno de los cables que se muestran la figuras Figura 3. 16 y Figura 3. 17 como producto de cada una de las combinaciones consideradas, de acuerdo con la ubicación del puente.

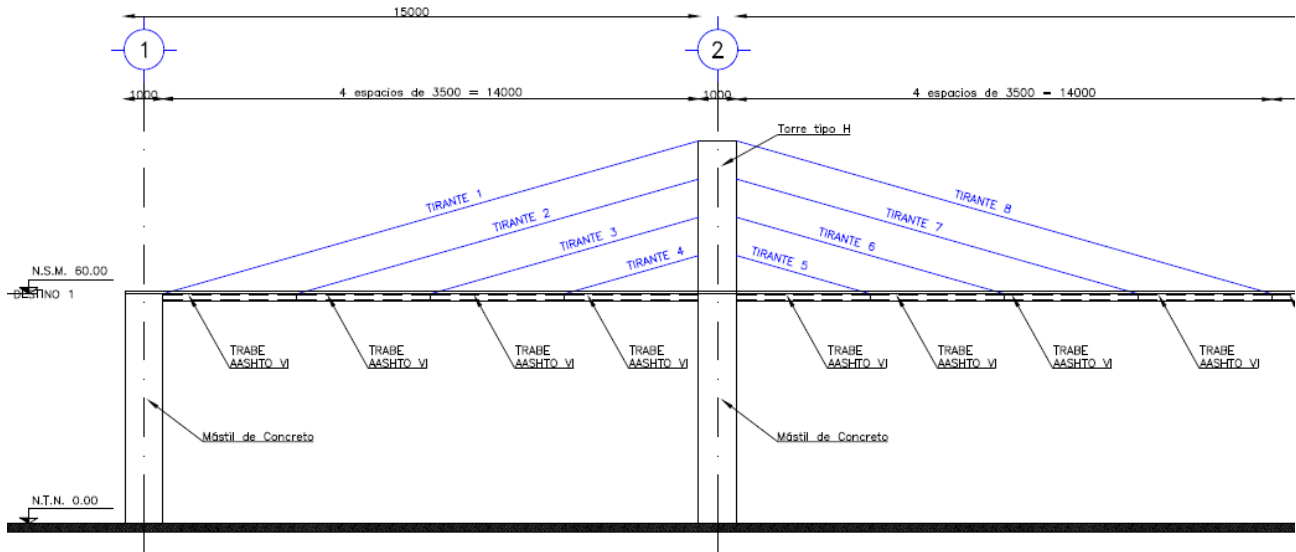


Figura 3. 16. Identificación de los Tirantes del Sistema de Cables del Puente Francisco II (1 de 2)

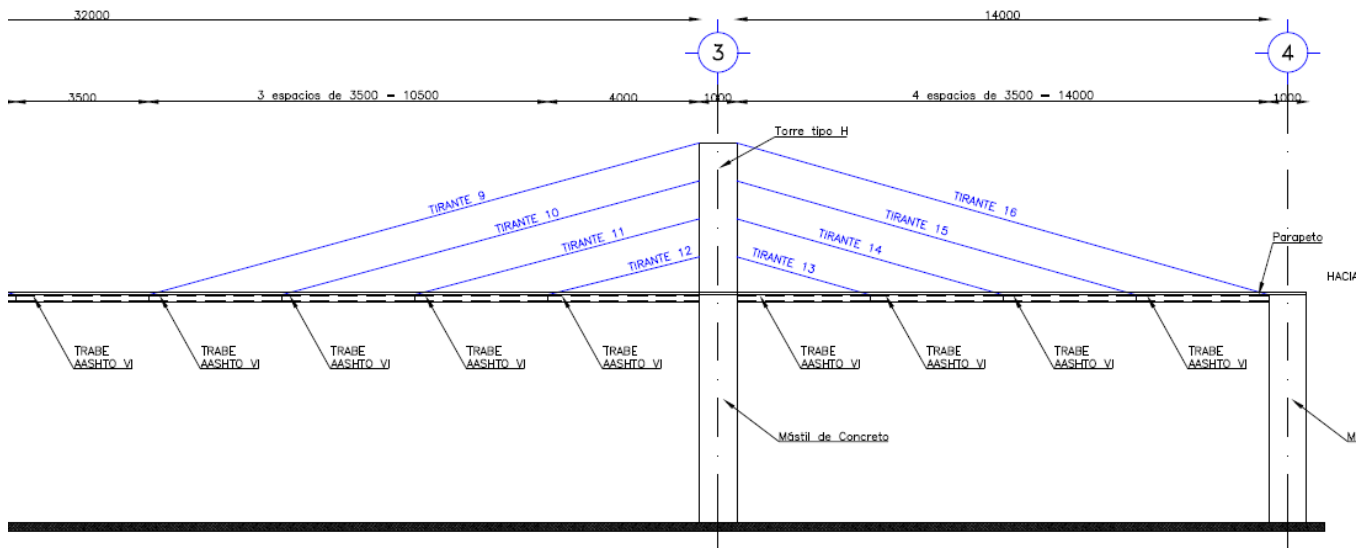


Figura 3. 17. Identificación de los Tirantes del Sistema de Cables del Puente Francisco II (2 de 2)

Tabla 3. 50. Fuerzas de tensión en tirantes para el puente Francisco II, ubicado en Tampico

Tirante	Comb 1 (t)	Comb2 (t)	Comb 3 (t)	Comb 4 (t)	Comb 5 (t)	Comb 6 (t)	Comb 7 (t)
Tirante 1	961.9	960.5	934.1	922.5	907.2	867.3	850.6
Tirante 2	1236.1	1235.3	1231.9	1231.2	1228.7	1224.0	1221.7
Tirante 3	1460.2	1461.1	1512.6	1537.5	1566.3	1645.7	1677.8
Tirante 4	1311.1	1312.1	1366.0	1391.9	1422.0	1505.0	1538.5
Tirante 5	1308.2	1308.9	1352.4	1373.5	1397.7	1464.8	1491.9
Tirante 6	1561.0	1562.0	1620.6	1648.8	1681.6	1771.7	1808.2
Tirante 7	1606.2	1607.1	1663.4	1690.6	1722.0	1808.7	1843.7
Tirante 8	1455.3	1456.0	1503.8	1526.9	1553.6	1627.2	1656.9
Tirante 9	1366.1	1367.0	1415.3	1438.6	1465.6	1540.0	1570.0
Tirante 10	1670.3	1671.3	1730.3	1758.7	1791.6	1882.4	1919.1
Tirante 11	1705.2	1706.3	1769.3	1799.6	1834.8	1931.8	1971.0
Tirante 12	1532.6	1533.1	1575.6	1596.3	1619.8	1685.3	1711.7
Tirante 13	1309.7	1310.7	1365.0	1391.0	1421.4	1504.9	1538.7
Tirante 14	1464.1	1465.0	1516.6	1541.5	1570.3	1649.9	1681.9
Tirante 15	1264.1	1263.3	1260.0	1259.3	1256.9	1252.3	1250.1
Tirante 16	1013.4	1011.9	984.7	972.7	956.8	915.5	898.3

Tabla 3. 51. Fuerza de tensión en tirantes para el puente Francisco II, ubicado en Chilpancingo

Tirante	Comb 1 (t)	Comb2 (t)	Comb 3 (t)	Comb 4 (t)	Comb 5 (t)	Comb 6 (t)	Comb 7 (t)
Tirante 1	961.9	960.5	941.6	933.9	927.9	910.1	905.6
Tirante 2	1236.1	1235.3	1234.9	1232.1	1231.6	1229.0	1228.9
Tirante 3	1460.2	1461.1	1504.0	1513.7	1526.2	1560.2	1570.6
Tirante 4	1311.1	1312.1	1356.6	1367.1	1380.2	1415.7	1426.5
Tirante 5	1308.2	1308.9	1345.2	1353.4	1364.0	1392.7	1401.4
Tirante 6	1561.0	1562.0	1610.6	1621.8	1636.0	1674.7	1686.4
Tirante 7	1606.2	1607.1	1653.9	1664.6	1678.3	1715.4	1726.7
Tirante 8	1455.3	1456.0	1496.0	1504.8	1516.4	1547.9	1557.5
Tirante 9	1366.1	1367.0	1407.2	1416.3	1428.0	1459.8	1469.5
Tirante 10	1670.3	1671.3	1720.3	1731.5	1745.8	1784.6	1796.5
Tirante 11	1705.2	1706.3	1758.5	1770.6	1785.9	1827.4	1840.0
Tirante 12	1532.6	1533.1	1569.0	1576.5	1586.9	1614.9	1623.5
Tirante 13	1309.7	1310.7	1355.5	1366.1	1379.2	1415.0	1425.8
Tirante 14	1464.1	1465.0	1508.0	1517.7	1530.2	1564.2	1574.6
Tirante 15	1264.1	1263.3	1263.0	1260.1	1259.7	1257.1	1257.1
Tirante 16	1013.4	1011.9	992.4	984.4	978.2	959.8	955.1

Tabla 3. 52 Fuerza de tensión en tirantes para el puente Francisco II, ubicado en Orizaba

Tirante	Comb 1 (t)	Comb2 (t)	Comb 3 (t)	Comb 4 (t)	Comb 5 (t)	Comb 6 (t)	Comb 7 (t)
Tirante 1	961.9	960.5	934.2	923.7	914.0	888.5	881.8
Tirante 2	1236.1	1235.3	1232.7	1231.4	1230.3	1226.6	1226.9
Tirante 3	1460.2	1461.1	1515.0	1535.6	1555.1	1603.5	1620.2
Tirante 4	1311.1	1312.1	1368.3	1389.8	1410.2	1460.9	1478.1
Tirante 5	1308.2	1308.9	1354.4	1371.8	1388.3	1429.2	1443.3
Tirante 6	1561.0	1562.0	1623.2	1646.6	1668.7	1723.8	1742.6
Tirante 7	1606.2	1607.1	1666.0	1688.4	1709.8	1762.7	1780.8
Tirante 8	1455.3	1456.0	1506.0	1525.1	1543.2	1588.1	1603.6
Tirante 9	1366.1	1367.0	1417.5	1436.8	1455.1	1500.5	1516.0
Tirante 10	1670.3	1671.3	1732.9	1756.4	1778.8	1834.2	1853.1
Tirante 11	1705.2	1706.3	1772.1	1797.2	1821.1	1880.3	1900.5
Tirante 12	1532.6	1533.1	1577.7	1594.7	1610.8	1650.6	1664.6
Tirante 13	1309.7	1310.7	1367.3	1389.0	1409.5	1460.5	1477.8
Tirante 14	1464.1	1465.0	1518.9	1539.6	1559.1	1607.6	1624.3
Tirante 15	1264.1	1263.3	1260.8	1259.5	1258.5	1254.8	1255.2
Tirante 16	1013.4	1011.9	984.7	973.9	963.8	937.5	930.6

Tabla 3. 53 Fuerza de tensión en tirantes para el puente Francisco II, ubicado en Mazatlán

Tirante	Comb 1 (t)	Comb2 (t)	Comb 3 (t)	Comb 4 (t)	Comb 5 (t)	Comb 6 (t)	Comb 7 (t)
Tirante 1	961.9	960.5	936.1	912.7	891.3	846.2	829.4
Tirante 2	1236.1	1235.3	1232.4	1229.7	1227.4	1220.9	1219.2
Tirante 3	1460.2	1461.1	1509.6	1556.1	1599.6	1685.9	1720.1
Tirante 4	1311.1	1312.1	1362.8	1411.3	1456.7	1547.1	1582.7
Tirante 5	1308.2	1308.9	1349.9	1389.1	1425.9	1498.7	1527.6
Tirante 6	1561.0	1562.0	1617.2	1669.9	1719.3	1817.5	1856.2
Tirante 7	1606.2	1607.1	1660.1	1710.9	1758.3	1852.6	1889.9
Tirante 8	1455.3	1456.0	1501.0	1544.1	1584.4	1664.4	1696.1
Tirante 9	1366.1	1367.0	1412.4	1456.0	1496.7	1577.6	1609.6
Tirante 10	1670.3	1671.3	1726.8	1779.9	1829.6	1928.4	1967.4
Tirante 11	1705.2	1706.3	1765.6	1822.3	1875.4	1980.9	2022.6
Tirante 12	1532.6	1533.1	1573.2	1611.5	1647.5	1718.3	1746.6
Tirante 13	1309.7	1310.7	1361.8	1410.6	1456.3	1547.2	1583.1
Tirante 14	1464.1	1465.0	1513.6	1560.1	1603.6	1690.1	1724.3
Tirante 15	1264.1	1263.3	1260.5	1257.8	1255.7	1249.3	1247.7
Tirante 16	1013.4	1011.9	986.7	962.5	940.4	893.7	876.4

Mientras que en las figuras Figura 3. 18 a Figura 3. 21 se muestran las gráficas correspondientes a las variaciones de las fuerzas de tensión de los tirantes respecto a cada una de las combinaciones de carga. En dichas figuras se aprecia que la combinación de carga siete es la que demanda mayor fuerza de tensión en los tirantes del puente; en tanto, el puente ubicado en Mazatlán, Sinaloa, experimenta fuerzas de tensión superiores en comparación con el resto de las ubicaciones, lo cual resulta consistente con las velocidades de diseño, en donde, para este sitio se tienen justamente las máximas velocidades.

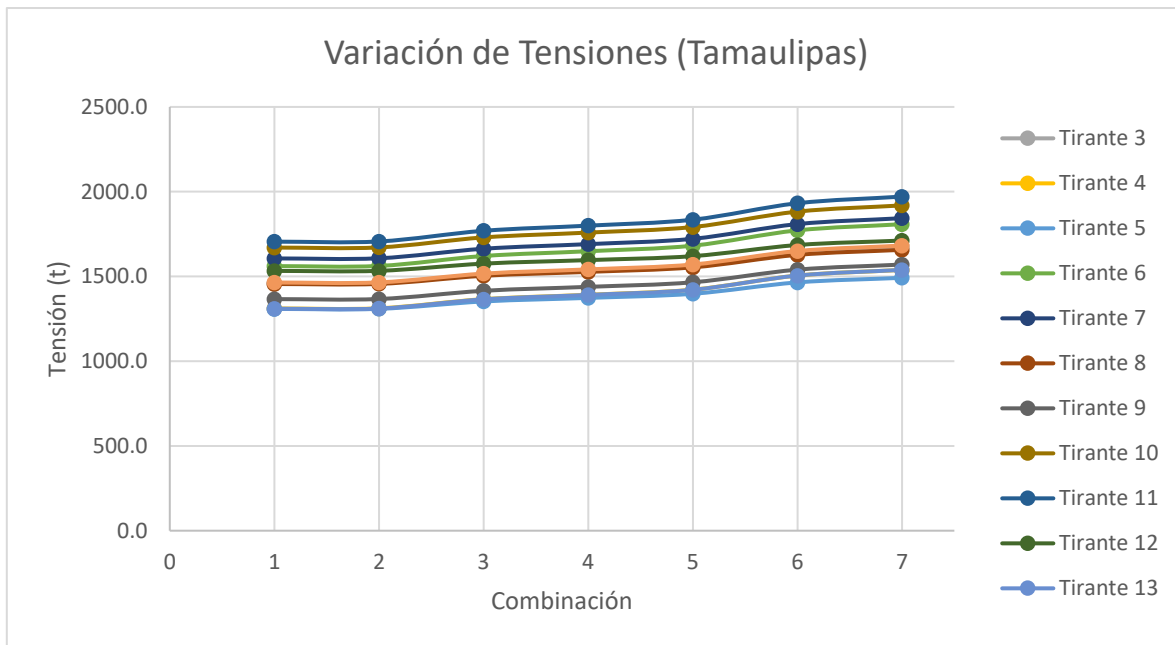


Figura 3. 18. Variación de fuerzas de tensión en tirantes del puente Francisco II ubicado en Tampico, Tamaulipas

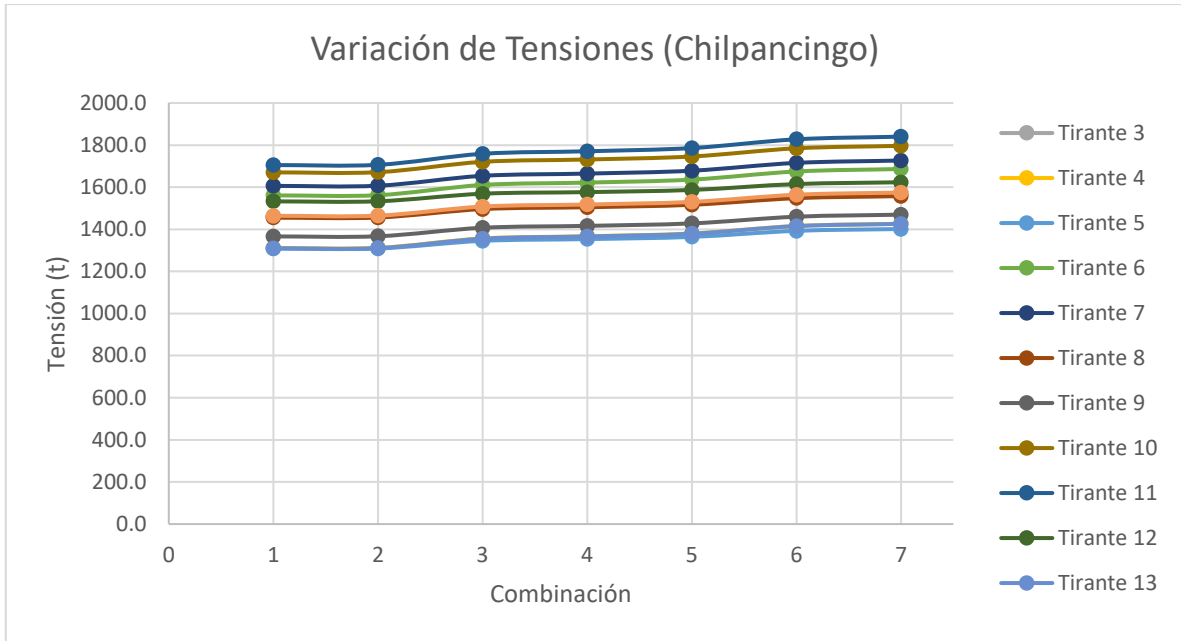


Figura 3. 19. Variación de fuerzas de tensión en tirantes del puente Francisco II ubicado en Chilpancingo, Guerrero

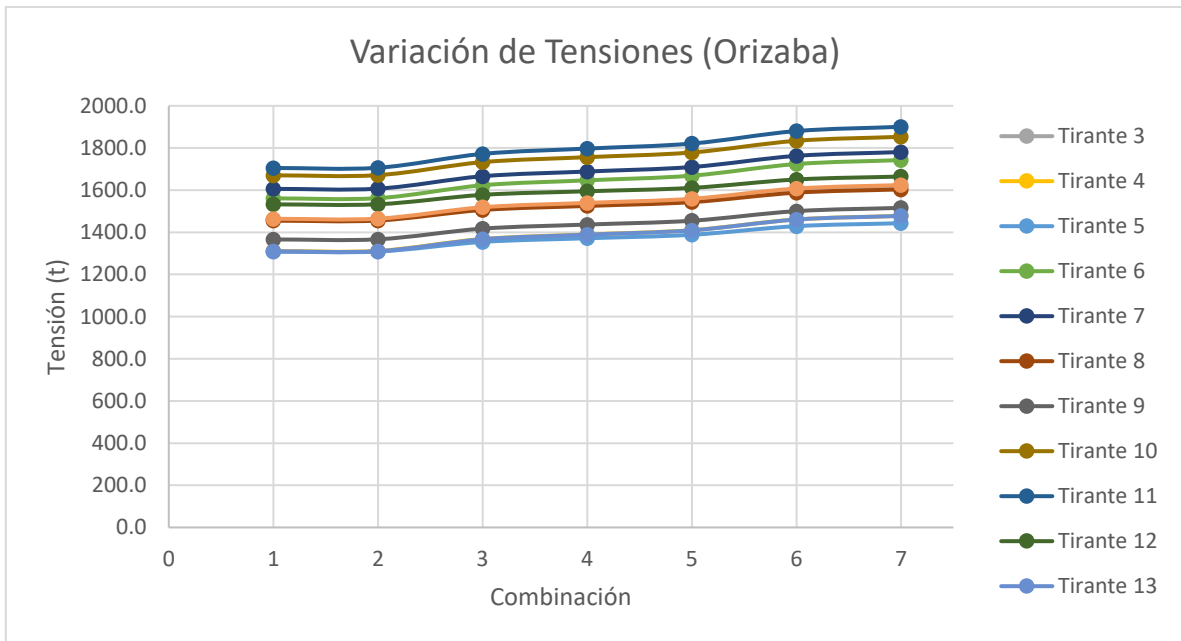


Figura 3. 20 Variación de fuerzas de tensión en tirantes del puente Francisco II ubicado en Orizaba, Veracruz

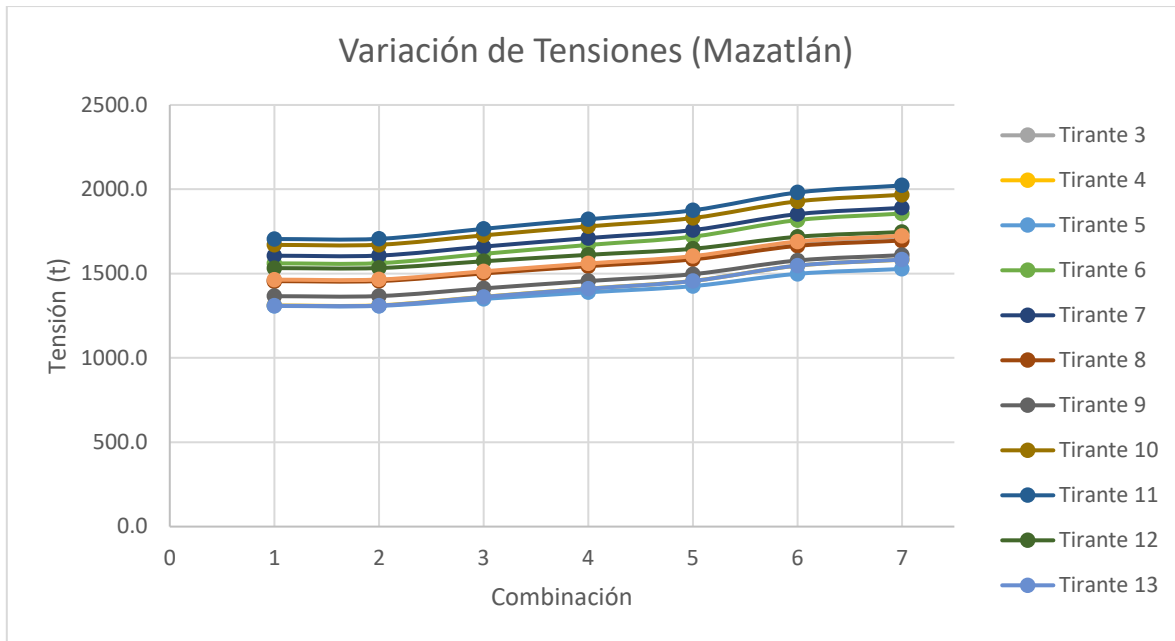


Figura 3. 21 Variación de fuerzas de tensión en tirantes del puente Francisco II ubicado en Mazatlán, Sinaloa

3.5.7. Diseño eólico de cables

Una vez que se obtuvieron las fuerzas de tensión en los tirantes debido a la acción eólica, se procede al diseño de los tirantes aplicando el enfoque basado en desempeño.

De acuerdo con la matriz de desempeño propuesta en este trabajo (Figura 3. 9), para el caso de puentes tipo A el diseño de los cables deberá ser óptimo para periodos de retorno mayores a 200 años, mientras que para puentes tipo B el periodo de retorno de diseño deberá ser mayor a 50 años.

Basándose en las combinaciones de la Tabla 3. 49, la combinación 6 considera una velocidad regional mayor a la de un periodo de retorno de 200 años, por lo que esta combinación satisface el criterio de diseño para puentes A y para el caso de los puentes B la combinación 5. Por tal motivo, la tensión actuante (T actuante) será igual a la obtenida en tales combinaciones, según sea el tipo de puente y su ubicación.

Para obtener la tensión de diseño ($T_{\text{diseño}}$) y como se comentó previamente, se deberá aplicar un factor de reducción (Fr) de 0.80 (para puentes “B”) y de 0.70 (para puentes “A”).

En las tablas Tabla 3. 54 a Tabla 3. 57, así como en las figuras Figura 3. 22 a Figura 3. 25 se muestran las tensiones actuantes y de diseño para el puente en sus dos tipologías, según la ubicación.

Tabla 3. 54. Tensiones Actuantes y de Diseño para puente Francisco II ubicado en Tampico, Tamaulipas

Tirante	T actuante (t) Comb 5	T actuante (t) Comb 6	Tdiseño (t) "B"	Tdiseño (kN) "B"	Tdiseño (t) "A"	Tdiseño (kN) "A"
Tirante 1	907.2	867.3	1134	11124	1239	12154
Tirante 2	1228.7	1224.0	1536	15068	1749	17154
Tirante 3	1566.3	1645.7	1958	19207	2351	23063
Tirante 4	1422.0	1505.0	1778	17438	2150	21091
Tirante 5	1397.7	1464.8	1747	17140	2093	20528
Tirante 6	1681.6	1771.7	2102	20620	2531	24830
Tirante 7	1722.0	1808.7	2153	21116	2584	25348
Tirante 8	1553.6	1627.2	1942	19051	2325	22804
Tirante 9	1465.6	1540.0	1832	17971	2200	21582
Tirante 10	1791.6	1882.4	2240	21970	2689	26380
Tirante 11	1834.8	1931.8	2294	22499	2760	27073
Tirante 12	1619.8	1685.3	2025	19863	2408	23619
Tirante 13	1421.4	1504.9	1777	17430	2150	21090
Tirante 14	1570.3	1649.9	1963	19256	2357	23121
Tirante 15	1256.9	1252.3	1571	15413	1789	17551
Tirante 16	956.8	915.5	1196	11733	1308	12830

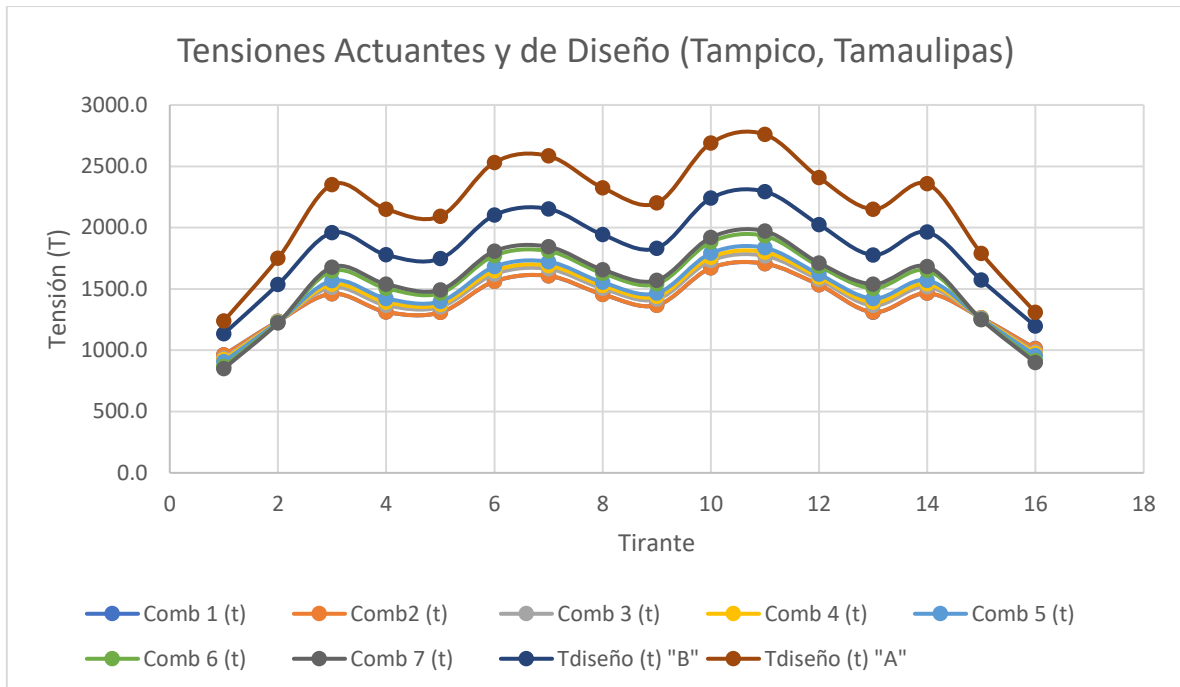


Figura 3. 22. Gráfica de tensiones actuantes y de diseño en tirantes del puente Francisco II ubicado en Tampico, Tamaulipas

Tabla 3. 55 Tensiones Actuantes y de Diseño para puente Francisco II ubicado en Chilpancingo, Guerrero

Tirante	T actuante (t) Comb 5	T actuante (t) Comb 6	Tdiseño (t) "B"	Tdiseño (kN) "B"	Tdiseño (t) "A"	Tdiseño (kN) "A"
Tirante 1	927.9	910.1	1160	11378	1300	12754
Tirante 2	1231.6	1229.0	1539	15102	1756	17223
Tirante 3	1526.2	1560.2	1908	18715	2229	21865
Tirante 4	1380.2	1415.7	1725	16924	2022	19841
Tirante 5	1364.0	1392.7	1705	16726	1990	19517
Tirante 6	1636.0	1674.7	2045	20062	2392	23469
Tirante 7	1678.3	1715.4	2098	20580	2451	24040
Tirante 8	1516.4	1547.9	1896	18595	2211	21692
Tirante 9	1428.0	1459.8	1785	17511	2085	20458
Tirante 10	1745.8	1784.6	2182	21408	2549	25011
Tirante 11	1785.9	1827.4	2232	21899	2611	25610
Tirante 12	1586.9	1614.9	1984	19460	2307	22631
Tirante 13	1379.2	1415.0	1724	16913	2021	19831
Tirante 14	1530.2	1564.2	1913	18764	2235	21922
Tirante 15	1259.7	1257.1	1575	15447	1796	17617
Tirante 16	978.2	959.8	1223	11995	1371	13451

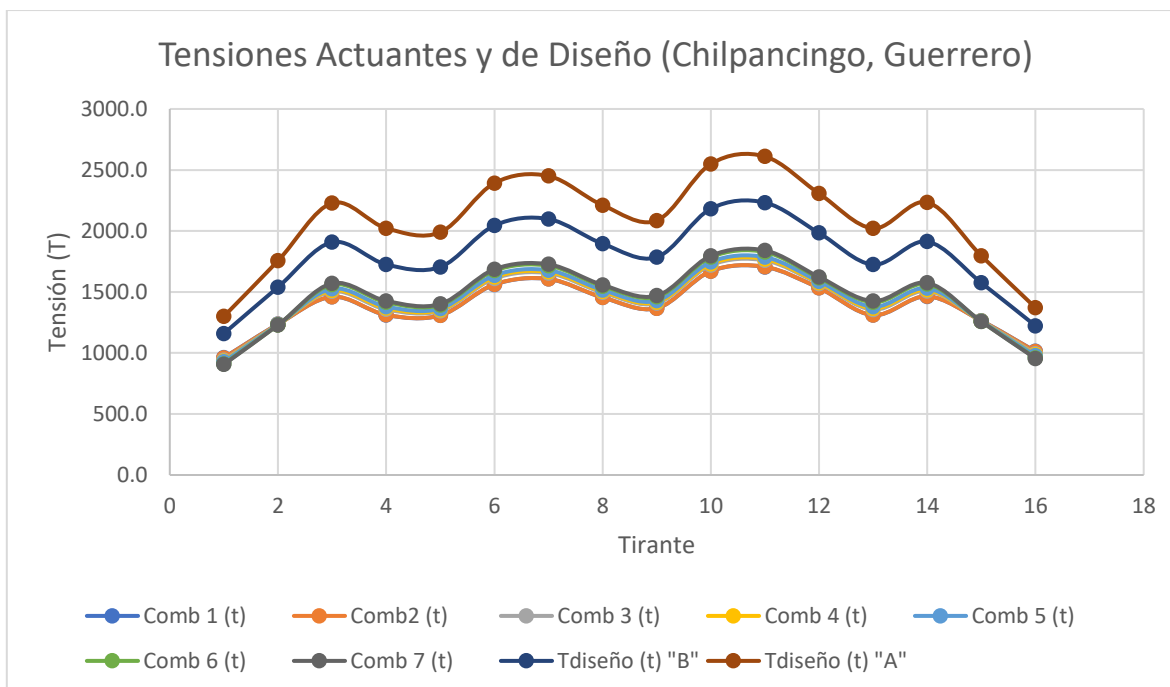


Figura 3. 23. Gráfica de tensiones actuantes y de diseño en tirantes del puente Francisco II ubicado en Chilpancingo, Guerrero

Tabla 3. 56. Tensiones Actuantes y de Diseño para puente Francisco II ubicado en Orizaba, Veracruz

Tirante	T actuante (t) Comb 5	T actuante (t) Comb 6	Tdiseño (t) "B"	Tdiseño (kN) "B"	Tdiseño (t) "A"	Tdiseño (kN) "A"
Tirante 1	914.0	888.5	1142	11208	1269	12452
Tirante 2	1230.3	1226.6	1538	15087	1752	17190
Tirante 3	1555.1	1603.5	1944	19069	2291	22472
Tirante 4	1410.2	1460.9	1763	17293	2087	20474
Tirante 5	1388.3	1429.2	1735	17024	2042	20029
Tirante 6	1668.7	1723.8	2086	20463	2463	24158
Tirante 7	1709.8	1762.7	2137	20966	2518	24702
Tirante 8	1543.2	1588.1	1929	18924	2269	22256
Tirante 9	1455.1	1500.5	1819	17843	2144	21028
Tirante 10	1778.8	1834.2	2223	21812	2620	25705
Tirante 11	1821.1	1880.3	2276	22331	2686	26351
Tirante 12	1610.8	1650.6	2014	19753	2358	23131
Tirante 13	1409.5	1460.5	1762	17283	2086	20468
Tirante 14	1559.1	1607.6	1949	19119	2297	22530
Tirante 15	1258.5	1254.8	1573	15432	1793	17585
Tirante 16	963.8	937.5	1205	11819	1339	13139

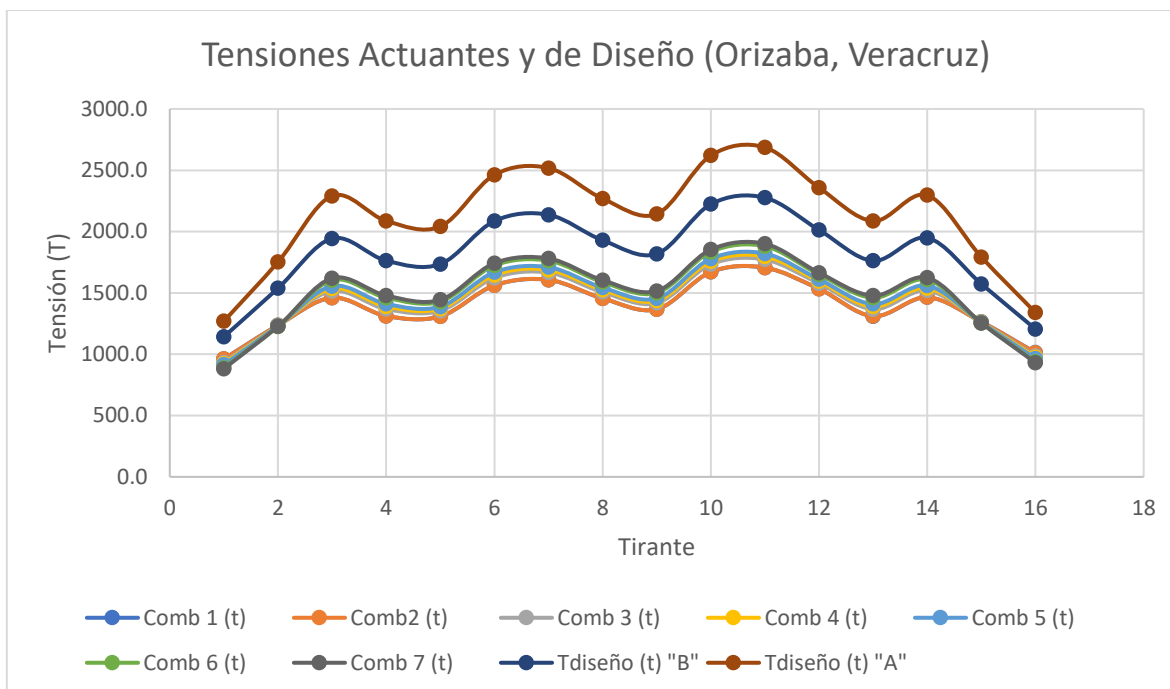


Figura 3. 24. Gráfica de tensiones actuantes y de diseño en tirantes del puente Francisco II ubicado en Orizaba, Veracruz

Tabla 3. 57 Tensiones Actuantes y de Diseño para puente Francisco II ubicado en Mazatlán, Sinaloa

Tirante	T actuante (t) Comb 5	T actuante (t) Comb 6	Tdiseño (t) "B"	Tdiseño (kN) "B"	Tdiseño (t) "A"	Tdiseño (kN) "A"
Tirante 1	891.3	846.2	1114	10930	1209	11858
Tirante 2	1227.4	1220.9	1534	15051	1744	17111
Tirante 3	1599.6	1685.9	1999	19615	2408	23627
Tirante 4	1456.7	1547.1	1821	17863	2210	21681
Tirante 5	1425.9	1498.7	1782	17485	2141	21003
Tirante 6	1719.3	1817.5	2149	21082	2596	25470
Tirante 7	1758.3	1852.6	2198	21561	2647	25963
Tirante 8	1584.4	1664.4	1981	19429	2378	23326
Tirante 9	1496.7	1577.6	1871	18353	2254	22109
Tirante 10	1829.6	1928.4	2287	22435	2755	27025
Tirante 11	1875.4	1980.9	2344	22997	2830	27761
Tirante 12	1647.5	1718.3	2059	20202	2455	24081
Tirante 13	1456.3	1547.2	1820	17858	2210	21684
Tirante 14	1603.6	1690.1	2005	19665	2414	23685
Tirante 15	1255.7	1249.3	1570	15398	1785	17508
Tirante 16	940.4	893.7	1175	11532	1277	12525

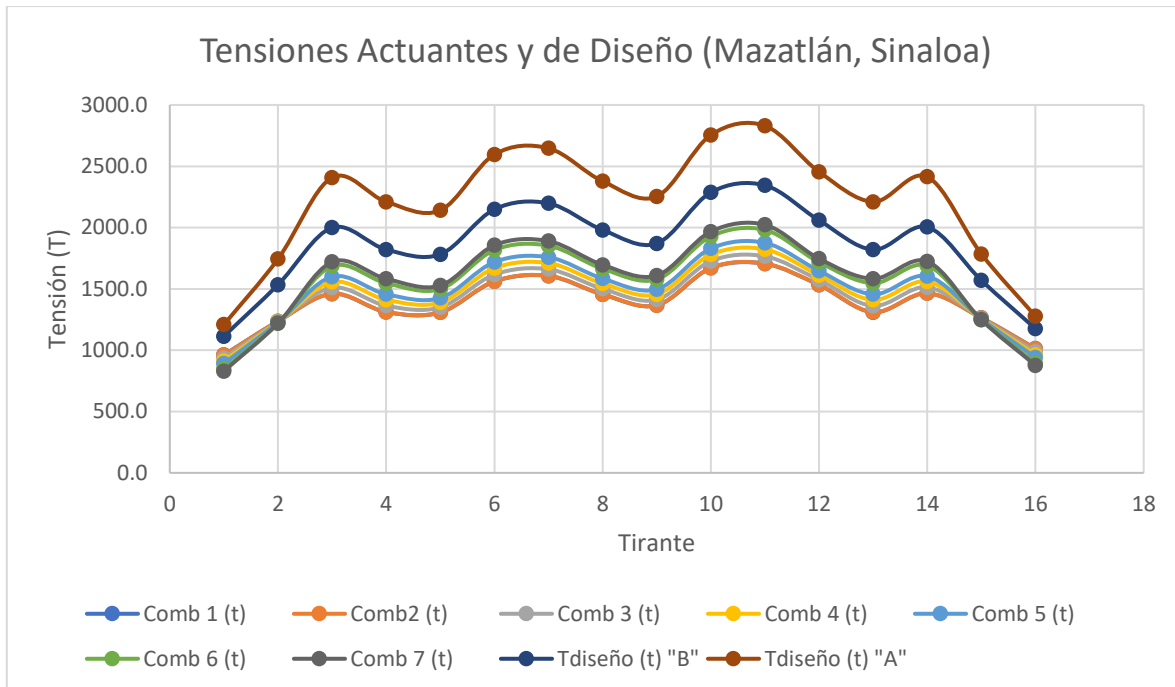


Figura 3. 25. Gráfica de tensiones actuantes y de diseño en tirantes del puente Francisco II ubicado en Mazatlán, Sinaloa

La tensión garantizada del tirante (F_{guts} , por sus siglas en inglés) deberá de ser igual o mayor a la tensión de diseño. Como se comentó anteriormente, dicha tensión dependerá principalmente del número de cables dentro del tirante, así como de su arreglo o tipología.

Para esta investigación, el tipo de tirante propuesto es el que incluye en su interior cables paralelos (PWC, por sus siglas en inglés) de acero galvanizado de 7 mm de diámetro. Basándose en el documento SETRA (2002), en la Tabla 3. 58 se muestran los tirantes tipo PWC más comunes con sus respectivas características principales.

Tabla 3. 58. Tirantes tipo PWC más comunes (SETRA, 2002)

Cables d=7 mm	F_{guts} (kN)	d ext (mm)	Sección Resistente (mm²)	Masa Lineal (kg/m)
19	1221	75	731.5	5.7
31	1992	75	1193.5	9.3
61	3920	90	2348.5	18.4
73	4692	110	2810.5	22
91	5848	110	3503.5	27.4
121	7777	125	4658.5	36.4
139	8933	125	5351.5	41.8
151	9705	140	5813.5	45.5
163	10476	140	6375.5	49.1
187	12018	140	7199.5	56.3
211	13560	160	8123.5	63.5
223	14332	160	8585.5	67.1
241	15489	160	9278.5	72.5
253	16260	160	9740.5	76.2
283	18188	180	10895.5	85.2
295	18959	180	11357.5	88.8
313	20116	180	12050.5	94.2
325	20887	180	12435.5	97.8
337	21659	180	12974.5	101.4
349	22430	200	13436.5	105
367	23587	200	14129.5	110.5
379	24358	200	14591.5	114.1
397	25515	200	15284.5	119.5
421	27057	200	16208.5	126.7

Con base en la Tabla 3. 58, se eligió el número de cables por cada uno de los 16 tirantes del puente verificando que cumpliera con la demanda de tensión de diseño de manera óptima. En las tablas Tabla 3. 59 a Tabla 3. 66 se muestra el número de cables para cada tipo de puente y de acuerdo con su ubicación. Mientras que en las figuras Figura 3.26 a Figura 3. 29 se compara la eficiencia de los cables diseñados, considerando si fueron puentes tipo A o B. Se observa que en la mayoría de los casos se alcanza una eficiencia por arriba del 88%, independientemente de la ubicación del puente, siendo la eficiencia igual al cociente de la tensión de diseño ($T_{\text{diseño}}$) entre el valor de F_{guts} .

Tabla 3. 59 Diseño de Tirantes en puente Tipo B, Tampico, Tamaulipas

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	187	12018	1225	OK	93%
Tirante 2	241	15489	1579	OK	97%
Tirante 3	313	20116	2051	OK	95%
Tirante 4	283	18188	1854	OK	96%
Tirante 5	283	18188	1854	OK	94%
Tirante 6	325	20887	2129	OK	99%
Tirante 7	337	21659	2208	OK	97%
Tirante 8	313	20116	2051	OK	95%
Tirante 9	283	18188	1854	OK	99%
Tirante 10	349	22430	2286	OK	98%
Tirante 11	367	23587	2404	OK	95%
Tirante 12	325	20887	2129	OK	95%
Tirante 13	283	18188	1854	OK	96%
Tirante 14	313	20116	2051	OK	96%
Tirante 15	253	16260	1657	OK	95%
Tirante 16	187	12018	1225	OK	98%

Tabla 3. 60 Diseño de Tirantes en puente tipo A, Tampico, Tamaulipas

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	211	13560	1382	OK	90%
Tirante 2	283	18188	1854	OK	94%
Tirante 3	367	23587	2404	OK	98%
Tirante 4	337	21659	2208	OK	97%
Tirante 5	325	20887	2129	OK	98%
Tirante 6	397	25515	2601	OK	97%
Tirante 7	397	25515	2601	OK	99%
Tirante 8	367	23587	2404	OK	97%
Tirante 9	337	21659	2208	OK	100%
Tirante 10	421	27057	2758	OK	97%
Tirante 11	421	27057	2758	OK	100%
Tirante 12	379	24358	2483	OK	97%
Tirante 13	337	21659	2208	OK	97%
Tirante 14	367	23587	2404	OK	98%
Tirante 15	283	18188	1854	OK	96%
Tirante 16	211	13560	1382	OK	95%

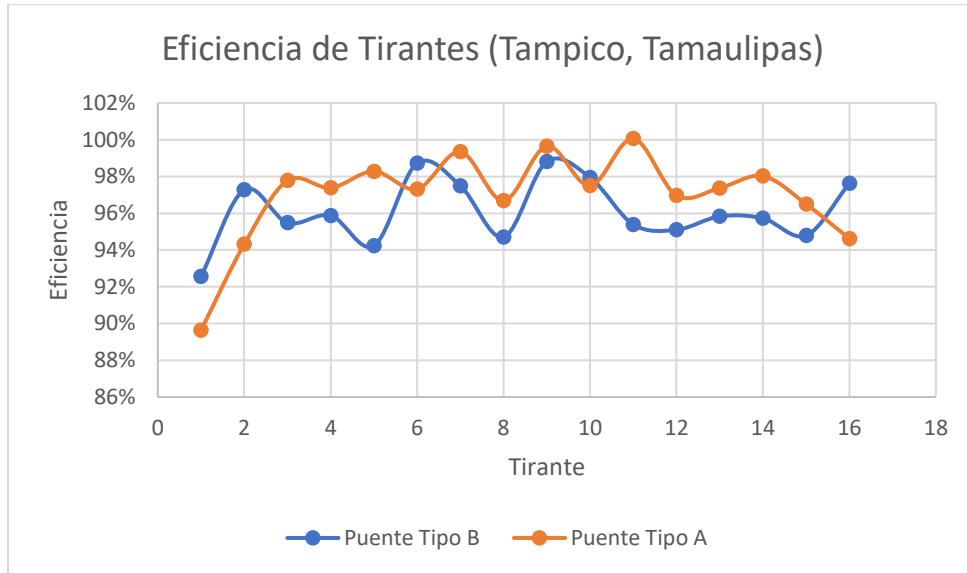


Figura 3.26. Comparativa entre Eficiencia de Tirantes de Puentes Tipo B y A con ubicación en Tampico, Tamaulipas

Tabla 3. 61. Diseño de Tirantes puente Tipo B, Chilpancingo, Guerrero

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	187	12018	1225	OK	95%
Tirante 2	241	15489	1579	OK	98%
Tirante 3	295	18959	1933	OK	99%
Tirante 4	283	18188	1854	OK	93%
Tirante 5	283	18188	1854	OK	92%
Tirante 6	313	20116	2051	OK	100%
Tirante 7	325	20887	2129	OK	99%
Tirante 8	295	18959	1933	OK	98%
Tirante 9	283	18188	1854	OK	96%
Tirante 10	337	21659	2208	OK	99%
Tirante 11	349	22430	2286	OK	98%
Tirante 12	325	20887	2129	OK	93%
Tirante 13	283	18188	1854	OK	93%
Tirante 14	313	20116	2051	OK	93%
Tirante 15	253	16260	1657	OK	95%
Tirante 16	187	12018	1225	OK	100%

Tabla 3. 62. Diseño de Tirantes puente Tipo A, Chilpancingo, Guerrero

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	211	13560	1382	OK	94%
Tirante 2	283	18188	1854	OK	95%
Tirante 3	367	23587	2404	OK	93%
Tirante 4	337	21659	2208	OK	92%
Tirante 5	325	20887	2129	OK	93%
Tirante 6	367	23587	2404	OK	100%
Tirante 7	379	24358	2483	OK	99%
Tirante 8	349	22430	2286	OK	97%
Tirante 9	337	21659	2208	OK	94%
Tirante 10	397	25515	2601	OK	98%
Tirante 11	421	27057	2758	OK	95%
Tirante 12	379	24358	2483	OK	93%
Tirante 13	337	21659	2208	OK	92%
Tirante 14	367	23587	2404	OK	93%
Tirante 15	283	18188	1854	OK	97%
Tirante 16	211	13560	1382	OK	99%

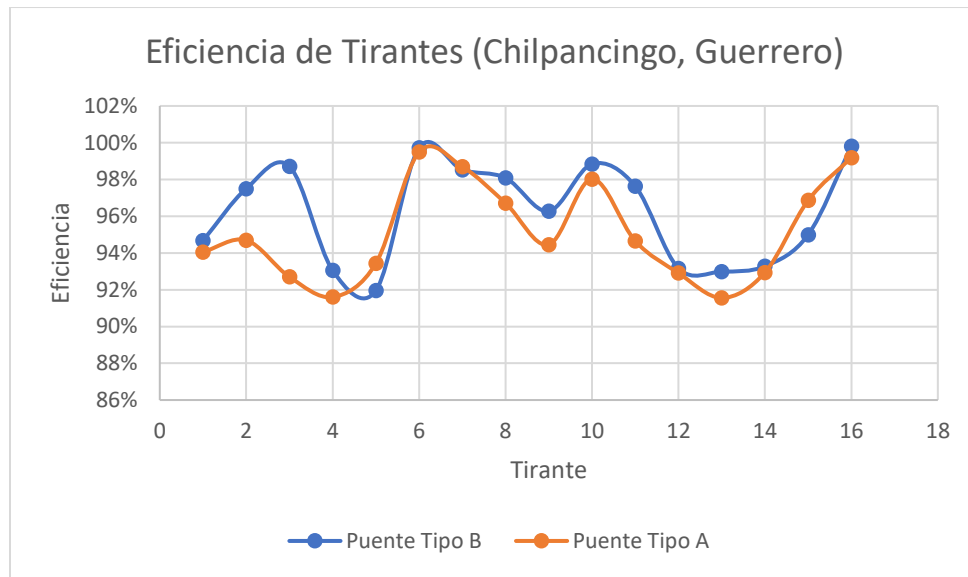


Figura 3. 27. Comparativa entre Eficiencia de Tirantes de Puentes Tipo B y A con ubicación en Chilpancingo, Guerrero

Tabla 3. 63 Diseño de Tirantes para puente Tipo B, Orizaba, Veracruz

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	187	12018	1225	OK	93%
Tirante 2	241	15489	1579	OK	97%
Tirante 3	313	20116	2051	OK	95%
Tirante 4	283	18188	1854	OK	95%
Tirante 5	283	18188	1854	OK	94%
Tirante 6	325	20887	2129	OK	98%
Tirante 7	337	21659	2208	OK	97%
Tirante 8	295	18959	1933	OK	100%
Tirante 9	283	18188	1854	OK	98%
Tirante 10	349	22430	2286	OK	97%
Tirante 11	349	22430	2286	OK	100%
Tirante 12	325	20887	2129	OK	95%
Tirante 13	283	18188	1854	OK	95%
Tirante 14	313	20116	2051	OK	95%
Tirante 15	253	16260	1657	OK	95%
Tirante 16	187	12018	1225	OK	98%

Tabla 3. 64 Diseño de Tirantes para puente tipo A, Orizaba, Veracruz

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	211	13560	1382	OK	92%
Tirante 2	283	18188	1854	OK	95%
Tirante 3	367	23587	2404	OK	95%
Tirante 4	337	21659	2208	OK	95%
Tirante 5	325	20887	2129	OK	96%
Tirante 6	379	24358	2483	OK	99%
Tirante 7	397	25515	2601	OK	97%
Tirante 8	367	23587	2404	OK	94%
Tirante 9	337	21659	2208	OK	97%
Tirante 10	421	27057	2758	OK	95%
Tirante 11	421	27057	2758	OK	97%
Tirante 12	379	24358	2483	OK	95%
Tirante 13	337	21659	2208	OK	95%
Tirante 14	367	23587	2404	OK	96%
Tirante 15	283	18188	1854	OK	97%
Tirante 16	211	13560	1382	OK	97%

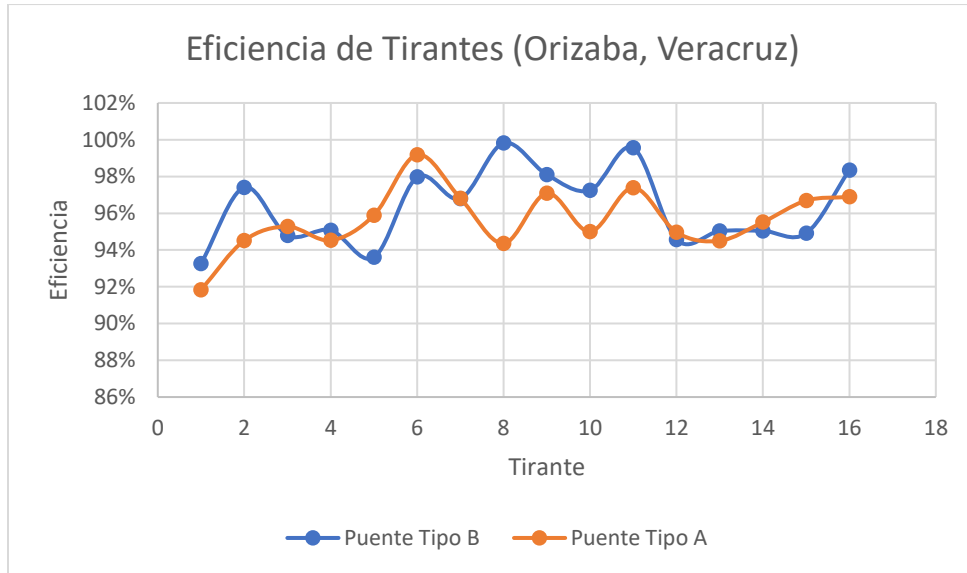


Figura 3. 28. Comparativa entre Eficiencia de Tirantes de Puentes Tipo B y A con ubicación en Orizaba, Veracruz

Tabla 3. 65 Diseño de Tirantes para puente Tipo B, Mazatlán, Sinaloa

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	187	12018	1225	OK	91%
Tirante 2	241	15489	1579	OK	97%
Tirante 3	313	20116	2051	OK	98%
Tirante 4	295	18959	1933	OK	94%
Tirante 5	283	18188	1854	OK	96%
Tirante 6	337	21659	2208	OK	97%
Tirante 7	337	21659	2208	OK	100%
Tirante 8	313	20116	2051	OK	97%
Tirante 9	295	18959	1933	OK	97%
Tirante 10	367	23587	2404	OK	95%
Tirante 11	367	23587	2404	OK	97%
Tirante 12	325	20887	2129	OK	97%
Tirante 13	295	18959	1933	OK	94%
Tirante 14	313	20116	2051	OK	98%
Tirante 15	253	16260	1657	OK	95%
Tirante 16	187	12018	1225	OK	96%

Tabla 3. 66 Diseño de Tirantes para puente tipo A, Mazatlán, Sinaloa

	N cables	Fguts (KN)	Fguts (t)	check	eficiencia
Tirante 1	187	12018	1225	OK	99%
Tirante 2	283	18188	1854	OK	94%
Tirante 3	379	24358	2483	OK	97%
Tirante 4	349	22430	2286	OK	97%
Tirante 5	337	21659	2208	OK	97%
Tirante 6	397	25515	2601	OK	100%
Tirante 7	421	27057	2758	OK	96%
Tirante 8	367	23587	2404	OK	99%
Tirante 9	349	22430	2286	OK	99%
Tirante 10	421	27057	2758	OK	100%
Tirante 11	421	27057	2758	OK	100%
Tirante 12	397	25515	2601	OK	94%
Tirante 13	349	22430	2286	OK	97%
Tirante 14	379	24358	2483	OK	97%
Tirante 15	283	18188	1854	OK	96%
Tirante 16	211	13560	1382	OK	92%

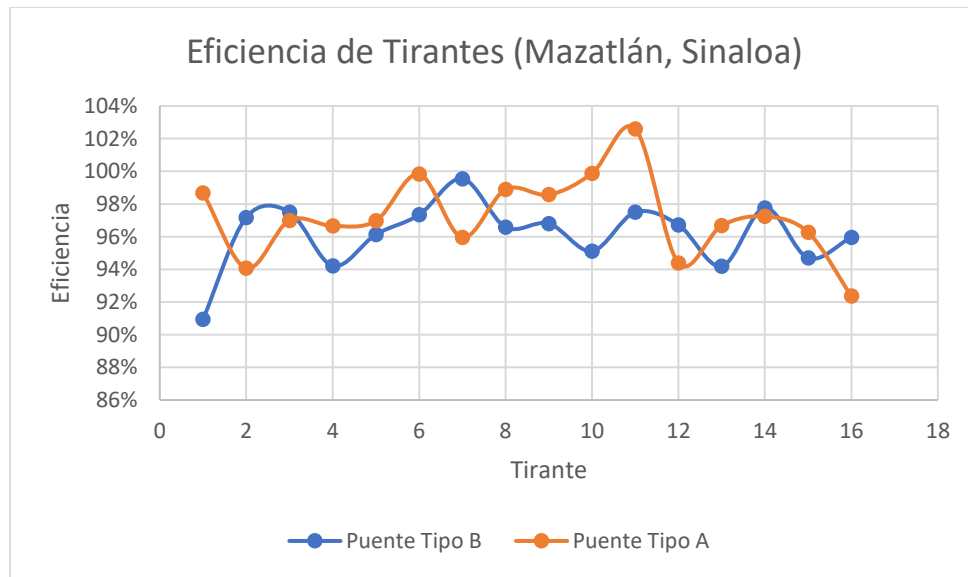


Figura 3. 29. Comparativa entre Eficiencia de Tirantes de Puentes Tipo B y A con ubicación en Mazatlán, Sinaloa

Dado que los valores de la eficiencia para este caso de estudio se encuentran entre un rango del 88 – 100 %, el nivel de desempeño puede considerarse aceptable debido a que no se alcanzaría la máxima capacidad de los tirantes, pudiendo catalogar como de ocupación inmediata dicho nivel dentro del enfoque de diseño basado en desempeño, debido a que este rango de eficiencia se garantiza un margen de seguridad. Al aumentar la eficiencia podría considerarse dentro del nivel de “seguridad de vida”

donde de igual forma, se garantiza la seguridad debido a la factorización de las tensiones, teniendo en pocos casos afectaciones mínimas. Por lo anterior y de acuerdo con la matriz de desempeño propuesta, se cumpliría para ambos tipos de puente los objetivos de diseño propuestos.

3.5.8. Revisión por fatiga

Tomando en cuenta el análisis de la combinación por fatiga (combinación 2), recordando que dicha combinación lleva implícita la velocidad de viento por fatiga, se procedió a obtener los esfuerzos por fatiga, las cuales se reportan en las tablas Tabla 3. 67 a Tabla 3. 70.

Tabla 3. 67. Revisión por Fatiga en Puente en Tampico, Tamaulipas

T Fatiga (N)	ΔT Fatiga "B" (N)	ΔT Fatiga "A" (N)	Sección resistente		σ_0 (kPa)	σ fatiga B (kPa)	σ fatiga A (kPa)
			mm ²	m ²			
9422	1702	2731	8124	0.0081235	1369380	209	336
12119	2949	5035	10896	0.0108955	1382911	271	462
14333	4874	8730	14130	0.0141295	1359333	345	618
12872	4566	8219	12975	0.0129745	1344001	352	633
12840	4299	7688	12436	0.0124355	1378284	346	618
15324	5297	9506	15285	0.0152845	1349086	347	622
15766	5350	9582	15285	0.0152845	1381539	350	627
14283	4767	8521	14130	0.0141295	1348285	337	603
13410	4562	8172	12975	0.0129745	1385136	352	630
16395	5574	9985	16209	0.0162085	1355438	344	616
16739	5761	10334	16209	0.0162085	1388130	355	638
15040	4823	8579	14592	0.0145915	1361290	331	588
12858	4572	8232	12975	0.0129745	1343385	352	634
14371	4885	8750	14130	0.0141295	1362836	346	619
12393	3020	5158	10896	0.0108955	1414597	277	473
9927	1806	2903	8124	0.0081235	1444276	222	357

Tabla 3. 68. Revisión por Fatiga en puente en Chilpancingo, Guerrero

T Fatiga (N)	ΔT Fatiga "B" (N)	ΔT Fatiga "A" (N)	Sección resistente		σ_0 (kPa)	σ fatiga B (kPa)	σ fatiga A (kPa)
			mm ²	m ²			
9422	1956	3331	8124	0.0081235	1400644	241	410
12119	2983	5104	10896	0.0108955	1386094	274	468
14333	4382	7532	14130	0.0141295	1324564	310	533
12872	4052	6969	12975	0.0129745	1304418	312	537
12840	3885	6677	12436	0.0124355	1344982	312	537
15324	4738	8146	14130	0.0141295	1419847	335	577
15766	4814	8274	14592	0.0145915	1410392	330	567
14283	4312	7409	13437	0.0134365	1383931	321	551
13410	4101	7048	12975	0.0129745	1349638	316	543
16395	5012	8615	15285	0.0152845	1400623	328	564
16739	5160	8871	16209	0.0162085	1351090	318	547
15040	4420	7591	14592	0.0145915	1333642	303	520
12858	4055	6973	12975	0.0129745	1303533	313	537
14371	4393	7550	14130	0.0141295	1328024	311	534
12393	3054	5224	10896	0.0108955	1417698	280	480
9927	2068	3524	8124	0.0081235	1476604	255	434

Tabla 3. 69. Revisión por Fatiga en puente en Orizaba, Veracruz

T Fatiga (N)	ΔT Fatiga "B" (N)	ΔT Fatiga "A" (N)	Sección resistente		σ_0 (kPa)	σ fatiga B (kPa)	σ fatiga A (kPa)
			mm ²	m ²			
9422	1785	3030	8124	0.0081235	1379672	220	373
12119	2968	5071	10896	0.0108955	1384715	272	465
14333	4736	8139	14130	0.0141295	1349613	335	576
12872	4421	7602	12975	0.0129745	1332808	341	586
12840	4184	7188	12436	0.0124355	1368988	336	578
15324	5139	8835	14592	0.0145915	1402383	352	605
15766	5200	8936	15285	0.0152845	1371704	340	585
14283	4641	7973	14130	0.0141295	1339330	328	564
13410	4433	7618	12975	0.0129745	1375216	342	587
16395	5417	9309	16209	0.0162085	1345720	334	574
16739	5592	9612	16209	0.0162085	1377715	345	593
15040	4712	8091	14592	0.0145915	1353704	323	555
12858	4425	7610	12975	0.0129745	1332110	341	587
14371	4747	8158	14130	0.0141295	1353105	336	577
12393	3039	5192	10896	0.0108955	1416395	279	477
9927	1892	3212	8124	0.0081235	1454937	233	395

Tabla 3. 70. Revisión por fatiga en puente en Mazatlán, Sinaloa

T Fatiga (N)	ΔT Fatiga "B" (N)	ΔT Fatiga "A" (N)	Sección resistente		σ_0 (kPa)	σ fatiga B (kPa)	σ fatiga A (kPa)
			mm ²	m ²			
9422	1507	2436	7200	0.0071995	1518112	209	338
12119	2933	4992	10896	0.0108955	1381430	269	458
14333	5281	9294	14592	0.0145915	1344243	362	637
12872	4991	8809	13437	0.0134365	1329418	371	656
12840	4645	8163	12975	0.0129745	1347638	358	629
15324	5759	10147	15285	0.0152845	1379330	377	664
15766	5795	10197	16209	0.0162085	1330229	358	629
14283	5146	9042	14130	0.0141295	1375074	364	640
13410	4943	8700	13437	0.0134365	1365923	368	647
16395	6040	10629	16209	0.0162085	1384177	373	656
16739	6258	11023	16209	0.0162085	1418810	386	680
15040	5162	9041	15285	0.0152845	1321737	338	592
12858	4999	8825	13437	0.0134365	1329032	372	657
14371	5293	9314	14592	0.0145915	1347672	363	638
12393	3005	5115	10896	0.0108955	1413201	276	469
9927	1605	2598	8124	0.0081235	1419529	198	320

De acuerdo con la expresión propuesta (3.30) correspondiente al documento PBDR (1981), el número de ciclos (n) por año del puente sería de 195000.

Ahora bien, conforme al documento SETRA (2002), el número de ciclos de diseño de cables es del orden de 1 millón de ciclos por año, relacionando este valor con el obtenido mediante la expresión 3.30, puede estimarse que cada 3 años aproximadamente, sería necesaria la revisión de los tirantes. Lo anterior conlleva a realizar trabajos de conservación, a fin de verificar que los esfuerzos acumulados por fatiga no sobrepasen la capacidad del tirante, adicionalmente se tiene que examinar posible deterioro por corrosión debido a la exposición a la intemperie.

CONCLUSIONES

En la presente investigación se revisaron criterios básicos para el análisis numérico y diseño eólico del sistema de cables en puentes atirantados, las conclusiones derivadas al respecto se comentan a continuación:

Utilizando los parámetros y criterios básicos disponibles en la literatura, así como en reglamentos nacionales e internacionales, expresados en ecuaciones empíricas, fue posible realizar el análisis numérico de un puente atirantado ubicado en diferentes regiones de la república mexicana, con sus respectivas velocidades de viento de diseño. Dicho análisis contempló la geometría del puente, las propiedades dinámicas de la estructura, las velocidades regionales asociados a diferentes periodos de retorno, así como los factores que modifican dicha velocidad regional; como son la topografía, la rugosidad de sitio, así como la forma de la estructura, para con ello, obtener la velocidad de diseño.

Con relación a la velocidad de diseño, se vio la conveniencia de incorporar los conceptos de diseño basado en desempeño, al buscar una similitud con el campo de aplicación de la ingeniería sísmica y de socavación, por lo que se propuso una matriz de desempeño para el diseño eólico en función del periodo de retorno de las velocidades regionales. En dicha matriz, se propusieron dos tipos de puentes, tomando en cuenta en ella los periodos de retorno más críticos.

Las velocidades de diseño, se encontraron sus fuerzas aerostáticas correspondientes al arrastre y levantamiento, así como su momento torsionante, con el fin de cubrir la demanda de la sollicitación por viento.

Con la estimación de las cargas muerta y viva, con su respectiva su integración en el modelo de la estructura en un software se obtuvieron las propiedades dinámicas de la estructura, mismas que son la base del análisis aerodinámico para estudiar el comportamiento de la estructura por galopeo, aleteo, así como por emisión y separación de vórtices, con el fin de encontrar las velocidades a las que se asocian tales fenómenos aerodinámicos.

Se compararon las velocidades de los fenómenos aerodinámicos con la velocidad de diseño correspondiente a cada tipo de puente y ubicación, según fuese el caso, encontrándose que la velocidad de diseño es mayor que las velocidades críticas aerodinámicas.

Sin embargo, se hizo un análisis por separación y emisión de vórtices, puesto que estos dos fenómenos están asociados al deterioro por fatiga y dado que es más probable que se presente una velocidad del orden de la velocidad crítica de vórtices, el deterioro y daño en los tirantes puede incrementarse por pérdida de tensiones e incremento de esfuerzos en cada ciclo.

Lo anterior puede ser de utilidad para estimar un periodo de mantenimiento, inspección y conservación de este tipo de puentes, con el fin de evitar la falla de estos elementos, que son esenciales para este tipo de estructuras.

Aplicando el enfoque de diseño basado en desempeño y de factores para cada tipo de puente, se pudo hacer la revisión de cada tirante con base en la estimación de la demanda de fuerza de tensión para cada combinación de carga y periodo de retorno, con lo cual se pudo diseñar cada cable a fin de satisfacer niveles de eficiencia que no comprometan la operación y seguridad de vida. Sin embargo, se sugiere seguir investigando sobre la aplicación del enfoque de desempeño en los elementos estructurales restantes de la estructura, con el fin de la estructura tenga un comportamiento adecuado en sus respectivos estados límites.

De igual forma, se recomienda hacer un análisis más riguroso sobre la definición de los periodos de retorno asociados a las velocidades regionales, asociados a diferentes niveles de ocurrencia y con el fin de optimizar los diseños estructurales.

Referencias

- 1) AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials (2020). **“LRFD Bridge Design Specifications”**. 9th Edition. Estados Unidos.
- 2) Álvarez H.A. (1992). **“Efectos del Viento en Puentes Atirantados”**. Tesis de Maestría en Ingeniería (Estructuras). Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- 3) ASCE, American Society of Civil Engineers (2019). **“Prestandard for Performance-Based Wind Design”**. Publicación de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. Estados Unidos.
- 4) Carrión F. J., Hernández J. R. y Terán J. (2005). **“Estudio Experimental de un Puente Atirantado, Evaluación de Cables”**. Publicación Técnica. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT). México.
- 5) CFE, Comisión Federal de Electricidad (2020). **“Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento”**. Instituto Nacional de Electricidad y Energías Limpias (INEEL). México.
- 6) CSA S6 (2019), **“Canadian Highway Bridge Design Code”**, Canada.
- 7) De Sá Caetano E. (2007). **“Cable Vibrations in Cable Stayed Bridges”**. Structural Engineering Documents. International Association for Bridges and Structural Engineering (IABSE).
- 8) DMRB (2020). **“Design Manual for Roads and Bridges”**, UK.
- 9) Domínguez E. A. (2018). **“Análisis paramétrico de puentes bajo la acción de viento y cargas móviles”**. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- 10) EN (2005). **“Eurocode 1: Actions on Structures – Part 1-4: General Actions – Wind Actions”**. EN1991-1-4:2005+A1

- 11) Espinoza M. E. (2005). **“Movimiento de tramos seccionales de puentes atirantados ante la acción del viento”**. Tesis de Licenciatura. Facultad de Estudios Superiores Acatlán. Universidad Nacional Autónoma de México.
- 12) García S. R. A., López L. J. A., Carrión V. F. J., Pérez L. H. M.A., Hernández G. A., Quintana R. J. A., Crespo S. S. E. y Montes Z. M. A. (2013). **“Análisis de Deterioro por Fatiga en Torones de Presfuerzo Utilizados en Puentes”**. Publicación Técnica. Instituto Mexicano del Transporte (IMT). Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT). México.
- 13) Gómez R., Pozos A., Sánchez R, Gómez Ronald y Escobar J.A. (2010), **“Analysis of a Cable Stayed Bridge: The Case of the Baluarte Bridge”**, 34th International Symposium on Bridge and Structural Engineering, IABSE, Venice.
- 14) IMT, Instituto Mexicano del Transporte (2001). **“Normas de proyecto de carreteras para proyectos de nuevos puentes y estructuras similares para viento”**. N·PRY·CAR·6·01·004/01. Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT). México.
- 15) IMT, Instituto Mexicano del Transporte (2001b). **“Normas de proyecto de carreteras para proyectos de nuevos puentes y estructuras similares para cargas y acciones”**. N·PRY·CAR·6·01·003/01. Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT). México.
- 16) IMT, Instituto Mexicano del Transporte (2016). **“Normas de proyecto de carreteras para proyectos de nuevos puentes y estructuras similares para combinaciones de cargas”**. N·PRY·CAR·6·01·006/16. Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT). México.
- 17) Le T. H. (2008). **“Flutter Instability of Cable Stayed Bridges”**.
- 18) Li P., Wang Y., Liu B. y Su L. (2014). **“Damping Properties of Highway Bridges in China”**. Journal of Bridge Engineering Volume 19 Issue 5, American Society of Civil Engineering (ASCE). USA.

- 19) Mendoza E., Zermeño M.E., Arroyo G. M. y López A. (2015). **“Efectos de Viento en Estructuras”**. Universidad Autónoma de Aguascalientes. México.
- 20) PBDR, Proposed British Design Rules (1981). **“Bridge Aerodynamics”** Proceedings of a Conference Held at the Institution of Civil Engineers. Thomas Telford. London.
- 21) Petrini F. y Palmeri. A (2012). **“Performance-Based Design of bridge structures subjected to multiple hazards: a review”**. Paper of 6th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Stresa, Lake Maggiore. Italy.
- 22) Potter M. C., Wiggert D. C. y Ramadan B. H (2012). **“Mechanics of Fluids”**. Cengage Learning. 4th Edition.
- 23) Pozos-Estrada A, Gomez Martinez R., Sánchez-García R., Arenas García L. y Escobar J. (2011). **“Monitoring of Wind Velocities and their use to study the wind-induced structural behaviour of the Baluarte Bridge during construction stage”**. 5th International Conference Structural Health, Monitoring of Intelligent Infrastructure. Cancún, México.
- 24) Racero C. (2012). **“Viabilidad de un Parque Eólico con Sistema de Almacenamiento de Energía Mediante el Uso de Modelos de Predicción”**. Proyecto de Fin de Carrera. Departamento de Ingeniería Eléctrica. Escuela Superior de Ingeniería. Universidad de Sevilla. España.
- 25) Rivera D. y Meli R. (2008). **“Procedimiento de diseño sísmico de columnas de puentes urbanos de concreto reforzado”**, Revista no. 79 de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México.
- 26) Rivera D., Godho G.A. y Perales H. F. (2021). **“Diseño Estructural de Puentes por Socavación Basado en Desempeño”**. Memorias del XXII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE). Aguascalientes. México.
- 27) Rodríguez N. (1998). **“Apuntes de la Clase de Diseño Eólico”**. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.

- 28) Sachs P. (1978). **“Wind Forces in Engineering”**. Second Edition. Pergamon Press
- 29) Scruton C. y Flint A. R. (1964). **“Wind Excited Oscillations of Structures”**. Proc. Institution of Civil Engineers.
- 30) SETRA, *Service d’Etudes Techniques des Routes et Autoroutes* (Servicio de Estudios Técnicos de Carreteras y Autopistas) (2002). **“Cable Stays”**. Recommendations of French Interministerial Commission on Prestressing. Francia.
- 31) SICT, Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (2015). **“Los puentes de México 1985-2014”**. México.
- 32) SICT, Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (2018). **“Manual de proyecto geométrico de carreteras, 2018”**. México.
- 33) Simiu E. y Scanlan R. (1996), **“Wind Effects on Structures: An Introduction to Wind Engineering”**. John Wiley & Sons. Third. Edition.
- 34) Simiu E. y Yeo D.H (2019), **“Wind Effects on Structures. Modern Structural Design for Wind”** Wiley Blackwell.
- 35) Solís D. H. (2018), **“Revisión del estado límite de servicio de un edificio alto sometido a viento, empleando conceptos de diseño por desempeño”**. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- 36) Venegas R. (2016). **“Análisis paramétrico de un puente flexible para identificar velocidades críticas”**. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.
- 37) Vision 2000 Committee (1995), **“Performance based seismic engineering of buildings”**. Structural Engineers Association of California (SEAOC).
- 38) Xu Y. L. (2013). **“Wind Effects on Cable Supported Bridges”**. John Wiley and Sons.