



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

INSTITUTO DE INGENIERÍA

**REVISIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO
EN UN PUENTE CORTO CONSIDERANDO
DIFERENTES REGLAMENTOS DE DISEÑO**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ROMERO RASCÓN LUIS ENRIQUE

TUTOR:
DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA
INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, D.F.

SEPTIEMBRE DE 2014

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Roberto Gómez Martínez
Secretario: Dr. Adrián Pozos Estrada
Vocal: Ing. Ernesto René Mendoza Sánchez
1er. Suplente: Ing. Héctor Alfredo Legorreta Cuevas
2do. Suplente: M.I. Cristian Emmanuel González Reyes

Tesis realizada en:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

TUTOR DE TESIS:

DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA

FIRMA



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/130/14

Señor
LUIS ENRIQUE ROMERO RASCÓN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ADRIÁN POZOS ESTRADA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"REVISIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO EN UN PUENTE CORTO CONSIDERANDO DIFERENTES REGLAMENTOS DE DISEÑO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES
- II. ASPECTOS BÁSICOS DEL EFECTO DEL VIENTO EN LOS PUENTES
- III. NORMATIVIDAD PARA LA DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE VIENTO SOBRE PUENTES CORTOS
- IV. MODELO MATEMÁTICO DE UN PUENTE CON TRABES AASHTO
- V. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS
- VI. CONCLUSIONES
RECOMENDACIONES
BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 5 de septiembre del 2014,
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios que me ha brindado buena salud y sabiduría, así como también por haberme puesto a las personas indicadas en el momento preciso, las cuales me ayudan a lograr mis metas en la vida.

A mi madre María Guadalupe por su apoyo incondicional y las enseñanzas para no rendirse ante cualquier problema.

A mi padre Lewis Henry que me enseñó los buenos valores y a disfrutar cada día de la vida.

A mi hermano Jorge Alberto por ser mi buen compañero de la vida.

A mi tía Gabriela por darme los mejores consejos para lograr mis objetivos.

A mis abuelas, tíos y primos por sus bendiciones y buenos deseos.

A mis amigos por compartir experiencias inolvidables y comprenderme en todo momento.

A mis compañeros de la facultad que me compartieron sus experiencias y conocimientos.

A todas las personas que me proporcionaron empleo durante las vacaciones y fines de semana.

Agradezco también infinitamente a las instituciones que lograron forjar mis conocimientos en esta excelente carrera de Ingeniería Civil:

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

A la Facultad de Ingeniería.

Al Instituto de Ingeniería.

Y con esto a los colaboradores que sin su apoyo no podría realizarse este tipo de trabajos:

Al Doctor Adrián Pozos por su paciencia y humildad al guiarme en este proceso.

Al Doctor Roberto Gómez por su confianza al brindarme los apoyos necesarios para la realización de este trabajo.

A los sinodales por su accesibilidad y comprensión.

A todos y cada uno de ustedes les agradezco de todo corazón.

RESUMEN

Las cargas inducidas por el viento deben ser consideradas en el diseño de cualquier estructura, incluyendo los puentes. En esta tesis se presenta una comparación entre la respuesta estructural de un puente corto considerando tres reglamentos diferentes de diseño de puentes: el de la SCT (México), el AASHTO (Estados Unidos de Norteamérica) y el CAN/CSA-S6-06 (Canadá). Se observa de los resultados que la respuesta máxima se obtiene al aplicar la norma Canadiense (CAN/CSA-S6-06) comparada con los otros dos reglamentos. La comparación de resultados se discute ampliamente.

ABSTRACT

Wind-induced forces should be considered in the design of any structure, including bridges. A comparison of the structural response of a short bridge by considering three different design codes: SCT (Mexico), AASHTO (USA) and CAN/CSA-S6-06 (Canada) is carried out. It is observed from the results that the maximum response is obtained by applying the CAN/CSA-S6-06 (Canada) compared to the other two codes. The comparison of the results is widely discussed.

ÍNDICE

PREFACIO.....	4
INTRODUCCIÓN.....	5
OBJETIVO.....	7
CAPÍTULO I. ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS Puentes.	
I.1 HISTORIA DE LOS Puentes.....	8
I.2 DEFINICIÓN DE PUENTE.....	12
I.3 MORFOLOGÍA.....	12
I.4 TIPOS DE Puentes.....	13
I.5 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PUENTE.....	21
CAPITULO II. ASPECTOS BÁSICOS DEL EFECTO DEL VIENTO EN LOS Puentes.	
II.1 FUERZAS AERODINÁMICAS EN UN CUERPO.....	22
II.2 FUERZAS AERODINÁMICAS EN EL TABLERO DE UN PUENTE.....	25
II.3 RESPUESTA DE Puentes ANTE LOS EFECTOS DEL VIENTO.....	26
II.4 FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES.....	27
CAPÍTULO III. NORMATIVIDAD PARA LA DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE VIENTO SOBRE Puentes CORTOS.	
III.1 NORMATIVIDAD DE LA SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES (SCT).....	28
III.1.1 CRITERIOS GENERALES PARA DETERMINAR LAS CARGAS EVENTUALES DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL VIENTO QUE ACTUAN EN Puentes.....	28
III.1.1.1 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN.....	28
III.1.1.2 SEGÚN SU RESPUESTA A LA ACCIÓN DEL VIENTO.....	29
III.1.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS POR VIENTO.....	29
III.1.2.1 VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.....	29
III.1.2.2 VIENTO SOBRE LA SUBESTRUCTURA.....	29
III.1.2.3 FUERZA DE VOLCAMIENTO.....	30
III.1.2.4 VELOCIDAD DE DISEÑO.....	30
III.1.2.5 PRESIÓN ACTUANTE.....	30
III.1.2.6 FUERZAS DEL VIENTO PARA EL DISEÑO.....	31
III.1.2.7 VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA.....	31
III.1.2.8 VIENTO SOBRE LA SUBESTRUCTURA.....	31

III.1.2.8.1 FUERZAS TRANSMITIDAS DE LA SUPERESTRUCTURA A LA SUBESTRUCTURA.....	31
III.1.2.8.2 FUERZAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA.....	31
III.1.2.9 VIENTO VERTICAL.....	32
III.1.2.10 FACTOR DE RÁFAGA.....	33
III.1.2.11 EFECTOS DE VÓRTICES.....	33
III.2 NORMATIVIDAD AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASHTO).....	34
III.2.1 CARGAS POR VIENTO.....	34
III.2.1.1 PRESIÓN HORIZONTAL POR VIENTO.....	34
III.2.1.2 PRESIÓN DE VIENTO EN LAS ESTRUCTURAS.....	35
III.2.1.2.1 PRESIÓN DE VIENTO VERTICAL.....	35
III.3 NORMATIVIDAD CANADIENSE CAN/CSA-S6-06 (2006).....	37
CAPÍTULO IV. MODELO MATEMÁTICO DE UN PUENTE CON TRABES AASHTO.	
IV.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	40
IV.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	42
CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	
V.1 DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DEL CLARO DEL PUENTE.....	47
V.2 ELEMENTOS MECÁNICOS DEL PUENTE EN ALGUNOS PUNTOS SELECCIONADOS	50
CONCLUSIONES.....	55
RECOMENDACIONES.....	56
BIBLIOGRAFÍA.....	57
APÉNDICE A. CÁLCULO DE LAS PRESIONES DEL VIENTO SEGÚN LAS DIFERENTES NORMATIVIDADES.	
A.1 NORMATIVIDAD SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES (SCT).....	58
A.2 NORMATIVIDAD AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASHTO).....	65
A.3 NORMATIVIDAD CANADIENSE (CAN/CSA-S6-06,2006).....	70

APÉNDICE B CÁLCULO DEL PESO PROPIO DEL PUENTE CON TRABES
AASHTO Y SU COMPARACIÓN CON EL PESO DETERMINADO EN EL
PROGRAMA SAP2000.....75

APÉNDICE C CÁLCULO DEL PERIODO DE VIBRAR DEL PUENTE Y SU
COMPARACIÓN CON EL PERIODO DE VIBRAR DETERMINADO CON EL
PROGRAMA SAP2000.....81

PREFACIO

En repetidas ocasiones, las personas tienen la necesidad de viajar de una población a otra, ya sea por recreación, negocios, trabajo, entre otros propósitos. Así, para cumplir con su objetivo deciden transportarse por tierra. Durante su traslado en carretera, las personas cruzarán al menos un puente. En muchas ocasiones, los puentes pasan inadvertidos para las personas, a pesar de su gran importancia como enlace entre destinos.

Una de las ramas de la ingeniería civil, específicamente la ingeniería estructural, se encarga, entre otras cosas, del diseño de puentes con base en la normatividad existente. El puente diseñado debe soportar cargas gravitacionales y cargas accidentales, como son los efectos del viento. El diseño de puentes debe garantizar la seguridad y sobre todo la estabilidad de la estructura diseñada.

INTRODUCCIÓN

Desde épocas antiguas el ser humano ha tenido la necesidad de cruzar distintos obstáculos que se presentan debido a las caprichosas formaciones de la tierra. Estos obstáculos son principalmente ríos con grandes caudales y cañadas con enormes precipicios, lo que ha obligado al hombre a construir elementos estructurales primitivos que permitieran el paso de un lado a otro.

Los primeros puentes que comenzaron a construirse fueron simples árboles que se derrumbaban cerca de arroyos pequeños. Con el paso del tiempo y el desarrollo de tecnología se comenzaron a construir elementos estructurales más sofisticados que proporcionaban mayor seguridad y resistencia al puente.

El avance tecnológico y el desarrollo de nuevas técnicas de análisis para la construcción de grandes puentes y otras estructuras civiles, como las grandes presas, no ha sido fácil. Los primeros pasos en el avance tecnológico se basaban en conocimientos empíricos, los cuales se fortalecieron con los años hasta llegar al estado actual de conocimiento.

En la actualidad, el ingeniero civil emplea técnicas y métodos para estudiar y diseñar estructuras sometidas a diferentes acciones o fuerzas. Una de las fortalezas del ingeniero civil es su habilidad de combinar los conocimientos teóricos y la experiencia ganada en la obra para modelar estructuras y proponer también modelos analíticos que representen las acciones a las que éstas estarán sujetas, como las fuerzas del viento o las fuerzas sísmicas.

En el primer capítulo de este trabajo se realiza una breve reseña de la historia de los puentes y su evolución a lo largo de la vida del ser humano; se describen algunos tipos de puentes y los elementos que los constituyen.

Uno de los retos a los que se enfrenta el ingeniero civil, encargado del diseño de un puente, es el diseño bajo cargas accidentales, como son el viento y el sismo. Estas cargas pueden combinarse con el peso propio de la estructura (cargas muertas) y con las cargas de los automóviles que circulan por la estructura (cargas vivas). Las cargas que induce el viento en un puente, pueden ocasionar desplazamientos laterales, verticales o momentos de torsión. El efecto del viento en puentes se estudia en el capítulo 2, en donde se mencionan algunos aspectos básicos del efecto de viento sobre los puentes.

El desarrollo de proyectos de puentes requiere del empleo de la normatividad aplicable. Países como México, Estados Unidos de América (EUA) y Canadá, que han construido grandes puentes, proponen recomendaciones para el diseño de este tipo de estructuras. En México, la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), encargada de las carreteras nacionales, establece diferentes

criterios para considerar el efecto del viento en puentes, dependiendo del tipo de estructura de éste. En EUA se emplea la norma propuesta por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) para determinar presiones de diseño por viento. En Canadá se emplea la norma CAN/CSA-S6-06 para la determinación de las fuerzas de viento sobre un puente. Los detalles de las normas mencionadas se describen en el capítulo 3.

Para poder realizar comparaciones de los resultados de los análisis por viento de un puente corto empleando la normatividad descrita en el capítulo 3, en el capítulo 4 se describe el modelo matemático de un puente convencional, el cual fue desarrollado en el programa SAP2000 v14. El puente modelado es un puente típico de la Ciudad de México, el cual está estructurado a base de travesaños AASHTO. En este capítulo también se describen los pasos requeridos para la elaboración del modelo del puente.

En el capítulo 5 se presentan los resultados de los análisis del efecto del viento sobre el puente estudiado.

Finalmente, se presenta las conclusiones y recomendaciones basadas en la elaboración de este trabajo.

OBJETIVO

Comparar la respuesta de un puente de claro corto sujeto a presiones o fuerzas de viento estimadas con tres diferentes normas.

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PUENTES

Las grandes obras de ingeniería han surgido gracias a la necesidad del hombre de procurar una mejor calidad de vida y a su desarrollo como comunidad o sociedad. Sin el desarrollo de obras o infraestructura, una sociedad está destinada al retroceso y nulo avance tecnológico. Algunas obras de importancia para cualquier sociedad son las centrales hidroeléctricas, cuyo objetivo principal es generar y proveer electricidad; otro ejemplo, son los puentes, cuya principal función es la conexión entre poblaciones; si se presentase el caso de tener una sociedad incomunicada, simplemente no existiría progreso, es por ello que las antiguas civilizaciones al concentrarse en ciertas regiones tuvieron la iniciativa de abarcar más territorio, con esto cumplieron el objetivo de progreso y comunicación. Para lograrlo se enfrentaron con obstáculos orográficos que fueron salvados con la construcción de los primeros puentes. A lo largo de la historia de la humanidad, la construcción de puentes y el empleo de nuevos materiales para su construcción fue mejorando cada vez más hasta lograr la construcción de puentes insignia de la ingeniería, como el puente Baluarte en México.

I. 1 HISTORIA DE LOS PUENTES

Nuestros antepasados prehispánicos tuvieron la necesidad de ser nómadas, esto implicó que pudieran explorar ciertas regiones del territorio nacional. Es por ello que durante su paso por diferentes lugares, para encontrar un sitio estable y poder desarrollarse como una comunidad, ellos tuvieron la necesidad de cruzar o librar ciertas discontinuidades que presentaba el terreno, de tal suerte que se encontraron con los primeros puentes naturales, como fueron:

- El puente de arco, ocasionado por un agujero en la parte inferior de una represa de roca.
- El puente colgante, aquel entramado de lianas de los grandes árboles de bosques y selvas.
- Puente de vigas, es decir aquel elemento formado por el tronco de un árbol atravesado sobre el obstáculo.

Referenciándonos a las culturas mesoamericanas, éstas ya establecidas en un sitio, comenzaron a realizar caminos de grandes longitudes que incluyeron la utilización de los primeros puentes, con el objetivo principal de conexión hacia otros sitios; como ejemplos de primeros acercamientos con lo que es un puente se pueden mencionar los siguientes:

- El arco Maya llamado también arco falso, en el que se tiene una sucesión de hiladas de piedra en pequeños voladizos.
- En Palenque se construyó un puente de 12 m de ancho y 15 m de largo que se alza a unos 3 m sobre la superficie del agua.
- La utilización de puentes en el centro ceremonial de Becán en Campeche, fue de suma importancia debido a que facilitaron la vida urbana con estructuras de fortificación. En el perímetro que rodea a este centro ceremonial se construyó una zanja, de 1,890 m de largo por 16 m de ancho y con una profundidad de 5.3 m, con la finalidad de proteger a Becán. Para permitir el acceso y comunicación en el interior de Becán se construyeron puentes que salvaban el agua que pasaba por la zanja; las dimensiones aproximadas de estos primitivos puentes eran de 12 a 18 m de largo por 5 m de ancho y se alzaban a unos 6 m del piso de la zanja.
- El sistema urbano de la gran Tenochtitlán se constituía primordialmente de cuatro asentamientos y en el centro un templo. Para acceder a éste se construyeron calzadas correspondientes a los puntos cardinales, además de puentes que enlazaban la calzada con los alrededores del gran lago. Hacia el sur se encontraba la calzada Iztapalapa que era un gran dique y al final de éste se alzaba el puente Xóloc, que vinculaba la entrada al sur de la ciudad. Se puede considerar como un puente basculante, ya que sus vigas (troncos de árboles) que lo constituían se podían desmontar con la finalidad de defensa contra otras civilizaciones prehispánicas.
- Existía también un acueducto llamado Tlaxpana constituido por mil arcos de mampostería.
- Para el siglo XVII, México contaba con una gran red de caminos, con puentes grandes y magníficos, así como puentes colgantes constituidos por un columpio que se desplazaba de lado a lado y que era tirado por unas cuerdas sujetas a los árboles de las orillas.

- En el siglo XVII se construyeron puentes levadizos con el fin de conexión y defensa.

Avanzando a través del tiempo y con el fin de integrar distintos pueblos al desarrollo social y económico de la República Mexicana, el hombre actual comenzó a construir los primeros puentes modernos que ya requerían de algunos estudios básicos para su estabilidad. Algunos puntos importantes para el desarrollo y construcción de los puentes en México, así como también puentes importantes construidos, se mencionan a continuación:

- En el siglo XIX ya se contaba con el camino vehicular México-Veracruz, en el cual se utilizaron puentes para cruzar ríos importantes, como lo fue el Río La Antigua. Este puente se inauguró en 1811 y se componía de 7 arcos en mampostería de piedra y tenía una longitud de 218 m y 11 m de ancho.
- A partir del año 1822 las comunicaciones y los transportes dependían de la Secretaría de Relaciones Exteriores.
- Aproximadamente en 1830, conforme se introdujo el hierro en nuestro país para uso de ferrocarriles, se fueron construyendo los primeros puentes con este material.
- Una de las líneas más importantes de ferrocarril que contribuyeron al auge de la construcción de puentes fue la línea entre la ciudad de México y Veracruz, contaba con 423 km. En ella se construyeron 10 viaductos, 358 alcantarillas, 55 puentes de fierro (armaduras) y 93 puentes de madera, estos últimos con el tiempo fueron sustituidos por otros de hierro.
- En 1867 se consolida la República y el gobierno del presidente Benito Juárez asigna importantes fondos federales para la construcción y mantenimiento de carreteras, por lo que es importante el estudio detallado de los puentes y se crea la carrera de Ingeniero Civil.
- A lo largo del panorama nacional se levantan pequeños puentes, con muestras cada vez más numerosas de estructuras mayores y mejores técnicas de construcción.
- En 1865 surgieron nuevos proyectos para construir un puente totalmente metálico en Salamanca, Guanajuato y en 1877, Téllez Pizarro propuso la construcción de un puente usando la combinación de mampostería y acero que cruzaba el río Salado, en el camino de Puebla a Oaxaca.

- Iniciando el siglo XX, después de las batallas revolucionarias, los caminos y puentes se encontraban en un estado sumamente perjudicial, ya que su destrucción se volvió una táctica militar.
- En 1912 se creó la Inspección de Caminos, Carreteras y Puentes, con el objetivo de mejorar las principales carreteras del país.
- En 1925 el auge del uso del automóvil propone nuevas técnicas de construcción para carreteras y puentes.
- En 1926 se realiza una declaratoria la cual estipulaba que el estudio, construcción, conservación y explotación de los caminos y puentes era exclusiva competencia del gobierno federal a través de la Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas (SCOP).
- Precedido al punto anterior se comienza a mejorar en cuanto a las nuevas técnicas de construcción, así como también a introducir maquinaria. Para tales efectos, en la carretera a Puerto Ángel se construye el puente de 8 claros sobre el río Atoyac, con apoyos de mampostería y superestructura de acero.
- A partir de 1931 se desarrolla en nuestro país una gran red de carreteras y puentes que interconecta todos los rincones de la nación con puntos estratégicos como grandes ciudades, puertos y cruces fronterizos. Para 1943 se contaba con 15,456 km de tramos de carreteras.
- En los años de 1950 se construyen puentes con tramos libremente apoyados. A finales de esta década la SCOP tenía construidos 170 puentes con una longitud de 8,606 m.

Con lo anterior podemos notar algunos puntos importantes que marcaron el desarrollo de los puentes a lo largo de la historia de nuestro país. Se puede notar que desde nuestros antepasados hasta la actualidad, el objetivo de usar este tipo de infraestructura fue para lograr conexión con otras civilizaciones.

I.2 DEFINICIÓN DE PUENTE

Los puentes son estructuras destinadas a permitir el paso de una carga viva sobre un obstáculo cualquiera, como una corriente de agua, otra vía de comunicación o una barranca. Un puente es considerado como una línea vital para la comunicación. Esta obra debe cumplir las condiciones de seguridad, funcionamiento y durabilidad.

En construcción de puentes, la estructura es un sistema organizado de elementos, los cuales trabajando en conjunto, transmiten las cargas y acciones que actúan sobre éste al terreno donde se cimienta.

Un puente adquiere la forma de la estructura que lo sustenta. Una vivienda necesita también ser estable y resistente, sin embargo, no es común que adopte la forma del esqueleto que lo sustenta.

I.3 MORFOLOGÍA

Considerando una perspectiva morfológica, estructural y constructiva, un puente puede fragmentarse en tres partes principales:

1. Tablero, que recibe directamente las sobrecargas de uso debidas al tráfico o carga viva.
2. Sistema primario, que soporta el tablero y transmite las cargas a los apoyos.

Las dos partes anteriores constituyen lo que se denomina la superestructura.

3. Subestructuras, que incluyen pilas y estribos o caballetes (apoyos intermedios y extremos) con sus correspondientes cimentaciones y que aseguran la transición de las cargas desde el sistema primario hasta el terreno.

La siguiente figura identifica los elementos de un puente.

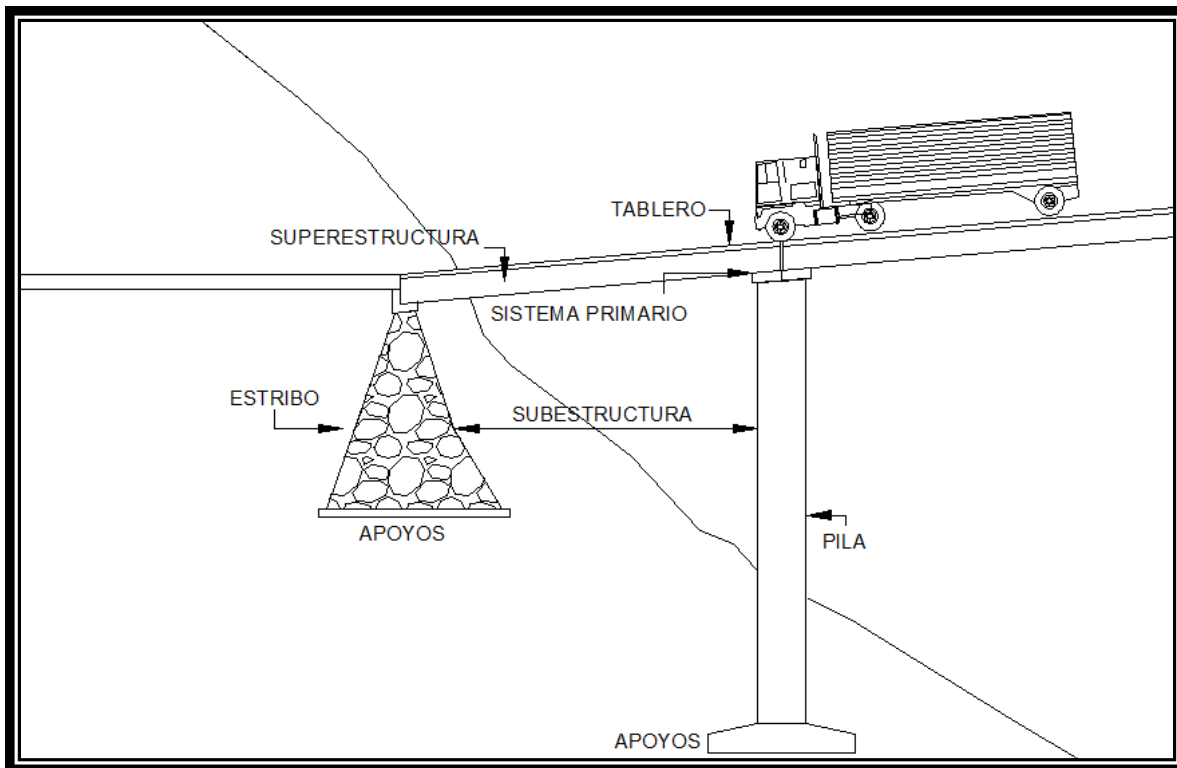


Figura I.1 Morfología de un puente.

I.4 TIPOS DE PUENTES

En general un puente se puede clasificar de acuerdo en la carga que soporta, a su trazo y a su estructuración, más específicamente se tiene:

Por la carga que soporta el puente:

- a) Carreteros, son los puentes que están diseñados exclusivamente para soportar carga de vehículos de todo tipo, desde automóviles compactos hasta camiones de carga.
- b) Ferroviarios, son los puentes que están diseñados exclusivamente para el paso del ferrocarril.
- c) Ductos o acueductos, que son el tipo de puente cuya función principal es permitir el paso de un conducto de agua.
- d) Peatonales, puentes diseñados y calculados para el paso de peatones.

De acuerdo a su trazo horizontal, estos se clasifican en:

- a) Normales, son los puentes en los cuales, el flujo del cauce, barrancas o carreteras que trata de salvar, y el eje central del puente forman un ángulo de 90° , es decir, el cruce entre éstos es un ángulo recto.
- b) Esviajados, son los puentes en donde el flujo de la corriente de agua, barrancas o carreteras que trata de salvar, y el eje central del puente tienen una pequeña desviación y por lo tanto no forman un ángulo recto, a este ángulo se le llama esviajamiento.
- c) Circular, son puentes en los cuales, por la necesidad y condiciones del lugar, caen dentro de una curva que lleva el camino.

Por su estructuración los puentes pueden ser clasificados como:

Colgante: es el tipo adecuado, por excelencia, cuando se trata de salvar grandes claros, del orden de 600 m o mayores, como el mostrado en la siguiente figura.



Figura I.2 Puente Golden Gate, California Estados Unidos de América.

Atirantado: para claros comprendidos entre 200 y 600 m, como el puente Baluarte mostrado en la Figura I.3.



Figura I.3 Puente Baluarte, Autopista Durango México.

De concreto presforzado (de cajón): para claros de 60 a 120 m, es el modelo que normalmente ofrece las mayores ventajas, aunque también las armaduras y los arcos metálicos, o de concreto pueden ser del todo adecuadas. La siguiente figura muestra un puente de concreto presforzado.



Figura I.4 Puente San Marcos, Puebla México.

Trabes de concreto presforzado o de acero estructural: para claros de 12 a 20 m, presentan excelentes posibilidades, sobre todo si se agrupan formando tramos continuos o articulados, como el puente mostrado en la siguiente figura.



Figura I.5 Puente San Pedro Analco, Guadalajara México.

Dentro de esta clasificación podemos encontrar modelos de puentes de concreto armado pretensado para carretera que por su facilidad de colocación son muy solicitados, especialmente para ciudades. Las Figuras I.6 y I.7 muestran puentes a base de trabes de concreto presforzado.

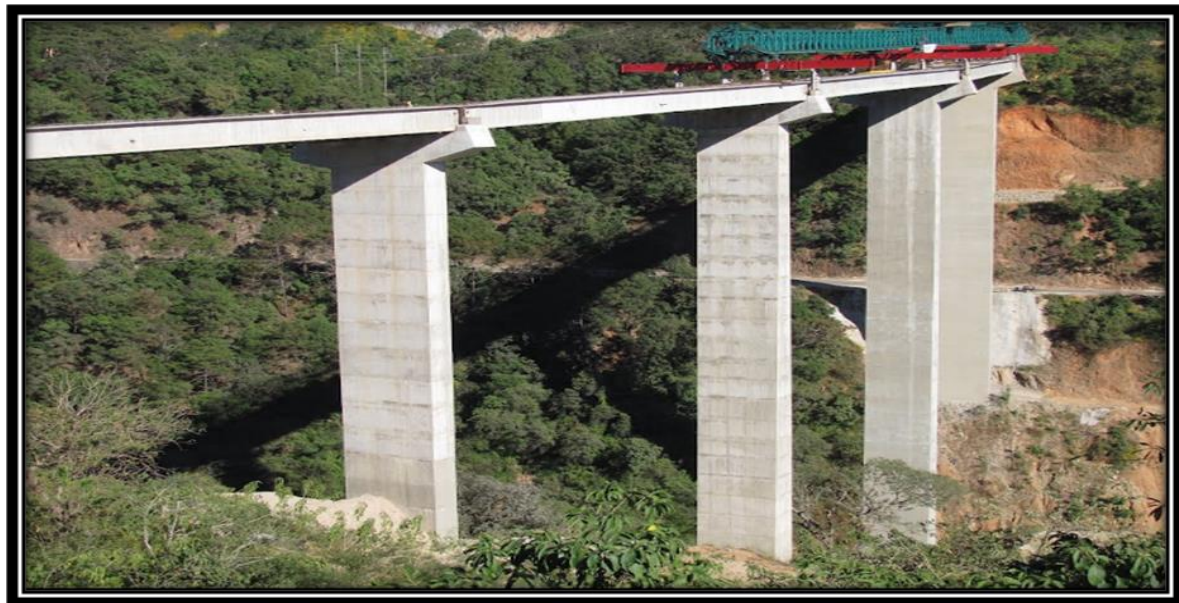


Figura I.6 Puente Nacaral, carretera Durango Mazatlán México.



Figura I.7 Puente Santiago-La Presa, Nayarit México.

Este tipo de puente comprende modelos de losa presfzada hasta 16.76 m, tableros de vigas normales hasta 30.48 m y tableros de vigas-cajón rectangulares hasta 31.40 m.

Los modelos con vigas corresponden al tablero mixto de vigas prefabricadas coladas in situ de 15 a 20 cm, según la separación entre vigas. Estos elementos longitudinales son denominados como trabes AASHTO, que por su capacidad de soportar diferentes claros se pueden clasificar en cuatro secciones transversales con alturas de 0.71, 0.91, 1.14 y 1.37 m, con almas de 15 a 20 cm. Con el paso del tiempo y debido a las tecnologías se han podido desarrollar dos tipos más. Las especificaciones de este tipo de trabes se pueden observar en la Figura I.8, la cual indica el tipo, su peralte, ancho superior e inferior, claros que puede soportar y el área transversal.

Los extremos inferior y superior de la sección transversal de la viga no son simétricos. Se indican los huecos para el paso del refuerzo transversal, de acero normal o tensado, el cual actúa como diafragma, habiendo uno en el centro para los dos tamaños inferiores y dos a los tercios en los restantes.

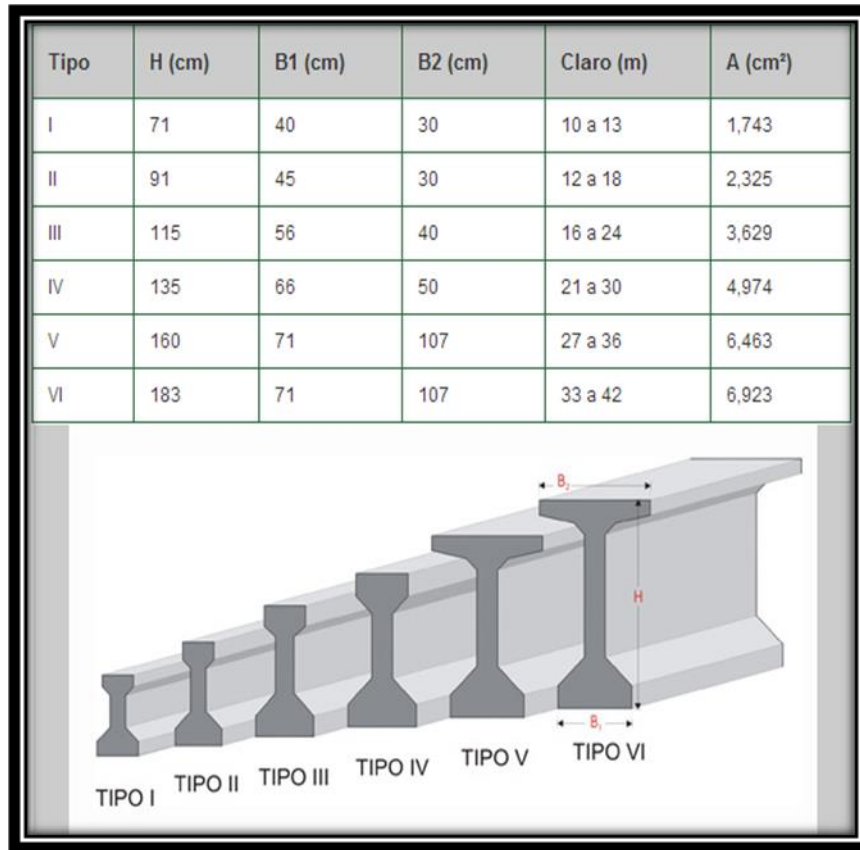


Figura I.8 Propiedades de secciones de travesaños tipo AASHTO.

Para el presfuerzo de la trabe se toma en cuenta la separación adoptada y la sobrecarga; se recomienda lo siguiente: las travesaños solas han de soportar la carga permanente del tablero (con el peso del pavimento y acción de sobrecarga). El presfuerzo puede ser de cables rectos, aunque en los claros máximos de cada perfil es conveniente, para su buena utilización, disponer de algunos cables curvos.

Se recomienda un concreto con una resistencia a la compresión de 350 kg/cm² a veintidós días en probeta cilíndrica (mínimo de 280 kg/cm²).

La separación más conveniente entre vigas es de 2.40 a 2.70 m, para todos los perfiles en los claros más cortos y de 1.40 a 1.65 m en los límites más grandes. En estas condiciones se llega como máximo a siete vigas en los tableros de 8.4 m, que son los más comunes en el caso de puentes de dos carriles. La siguiente figura muestra las características generales de las travesaños AASHTO.

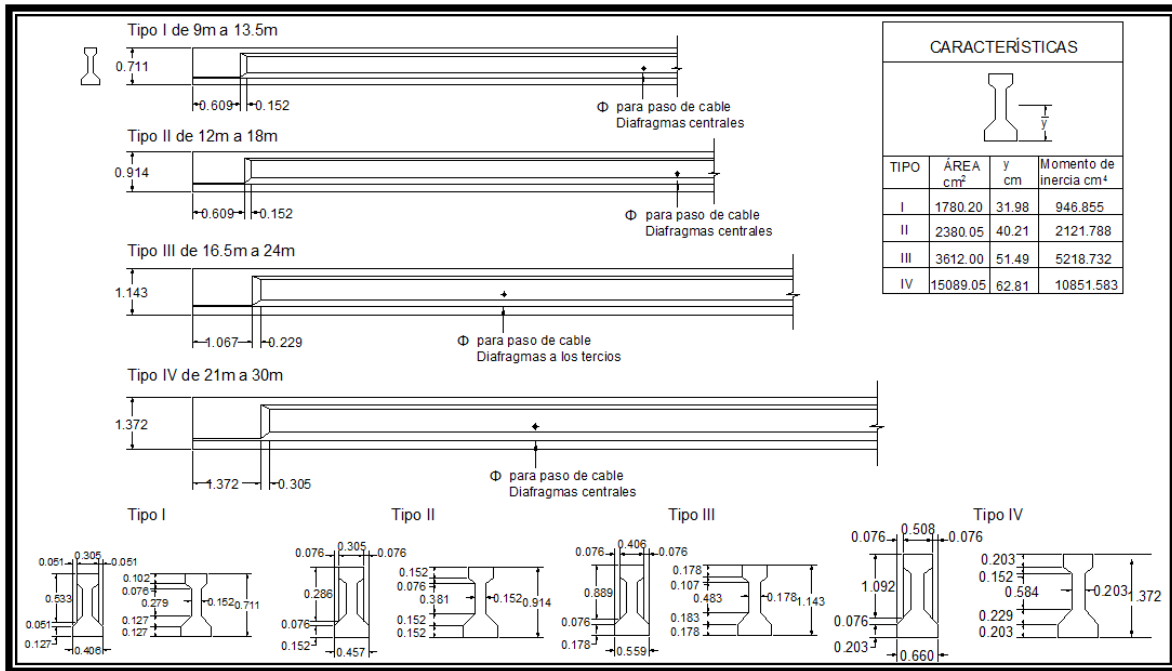


Figura I.9 Características generales de traves AASHTO.

Otro tipo de puente que se puede mencionar es el compuesto por losas de concreto reforzado y viguetas laminadas de acero para claros menores de 12 m.

Para puentes con longitudes totales de 120 a 200 m, la solución con traves de cajón de concreto presforzado, las vigas de acero de alma llena, o las armaduras metálicas, han resultado adecuadas.

Al paso del tiempo se han estudiado y desarrollado nuevas tecnologías para puentes, con el propósito de obtener mayor resistencia, los cuales entran en una clasificación estructural constructiva. Específicamente se denominan como puentes atirantados bajo tablero.

En estos, los tirantes, que tienen un diseño poligonal bajo el tablero, se anclan en la plataforma de la misma, en la sección de soporte sobre las pilas y son desviadas por los puntales que, en virtud de la compresión, introducen las fuerzas de desviación debido a los cables en el tablero. Por el pretensado de los cables (tensando los cables antes de poner el puente en el servicio), es posible compensar la carga muerta (peso propio del elemento estructural) y la carga muerta superpuesta (peso propio del elemento no estructural), así en gran medida la reducción de la respuesta a la flexión (aumento de las fuerzas de tensión en los cables de estancia y la compresión en los puntales y el tablero). Además, el sistema de cable bajo tablero es también eficaz en el tráfico de carga viva, ya que la flexión en el tablero por la carga viva se reduce. La Figura I.10 muestra un puente atirantado bajo tablero.

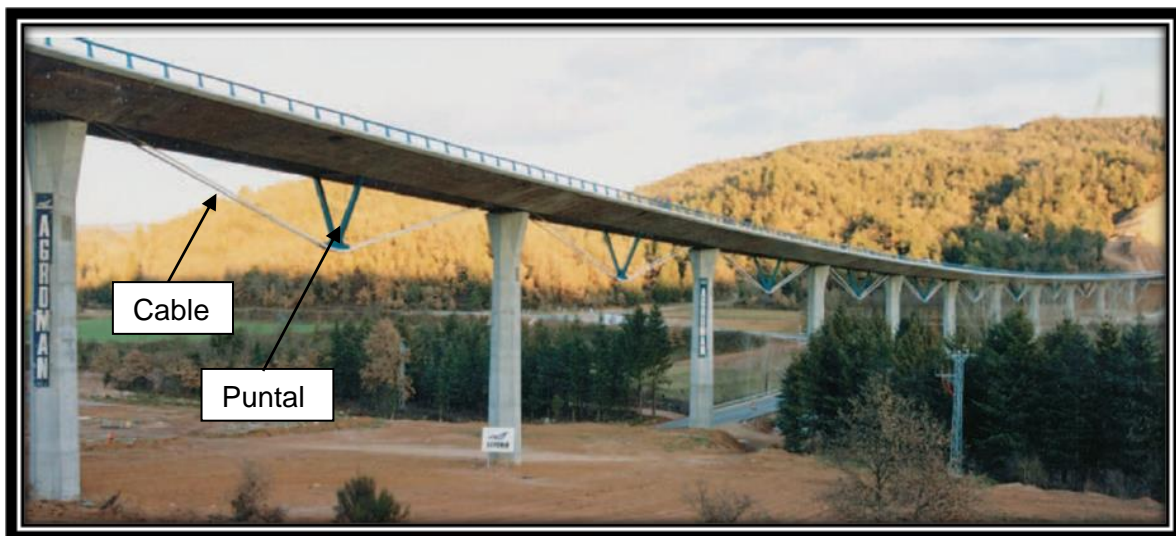


Figura I.10 Puente atirantado bajo tablero.

Por el tipo de material del cual están construidos los puentes se clasifican en: concreto reforzado, concreto presforzado, acero, madera y mampostería.

El concreto es un material mucho más económico que el acero, porque se fabrica al pie de la obra con elementos locales.

Por su condición (operación) se pueden clasificar como puentes fijos: provisionales y definitivos; puentes móviles: giratorios, levadizos, puentes basculantes, sumergibles y deslizantes; puentes desmontables: caballetes metálicos, traveses (celosía o sistema Bailey), pontones (madera o hule).

I.5 FACTORES QUE INTERVIENEN EN LA DETERMINACIÓN DEL TIPO DE PUENTE

Los factores que pueden influir en la determinación del tipo de puente, conforme a las condiciones del lugar y las necesidades del cruce son:

- a) El tipo de vehículos que cruzará el puente, y la intensidad de tránsito.
- b) Aspectos topohidráulicos y geológicos del subsuelo.
- c) Condiciones climatológicas, por ejemplo, en regiones donde la lluvia es intensa, no convendría utilizar estructuras de acero porque se oxidan fácilmente y es necesario protegerlas de forma continua.
- d) Localización y transporte de materiales.

CAPÍTULO II. ASPECTOS BÁSICOS DE VIENTO EN PUENTES

Cuando se desea realizar una construcción, previamente se necesita de información que permita identificar variables de importancia para el diseño por parte del ingeniero estructural. Uno de los principales parámetros a considerar en el diseño de un puente, son las cargas accidentales a las que se verá sometido, las cuales deberán ser estudiadas rigurosamente con el objetivo primordial de que la estructura no se vea afectada en su estabilidad y con ello permita que el usuario tenga seguridad al transitar por él.

En esta tesis se realiza el análisis para cargas accidentales (el efecto de viento en puentes). A continuación se describen aspectos básicos del efecto del viento en puentes de claros cortos.

II.1 FUERZAS AERODINÁMICAS EN UN CUERPO

Todas aquellas cargas producidas por algún fenómeno, en este caso el viento, pueden ser representadas por medio de fuerzas y momentos actuando en la estructura. Las componentes de estas fuerzas dependerán del sistema de ejes que se adopte.

Cuando se requiere efectuar el cálculo de las acciones del viento sobre un cuerpo sometido a una corriente incidente uniforme de velocidad V , se suele utilizar un triedro de referencia ligado al cuerpo. Así el eje x tiene la dirección y el sentido de la velocidad incidente V , el eje z está contenido en un plano vertical positivo ascendente formando un ángulo de 90° con el eje x , finalmente el eje y se define de modo que el sistema de ejes forme un triedro derecho, como se muestra en la Figura II.1.

Este sistema de referencia se denomina ejes de viento, y las proyecciones de la fuerza resultante sobre los ejes reciben los nombres de resistencia aerodinámica (la proyección sobre el eje x), sustentación (la correspondiente al eje z) y fuerza lateral (la correspondiente al eje y).

La Figura II.1 muestra el sistema de ejes de viento ligado a un cuerpo. Para el caso se ilustra la incidencia del viento en dirección del eje x sobre el puente.

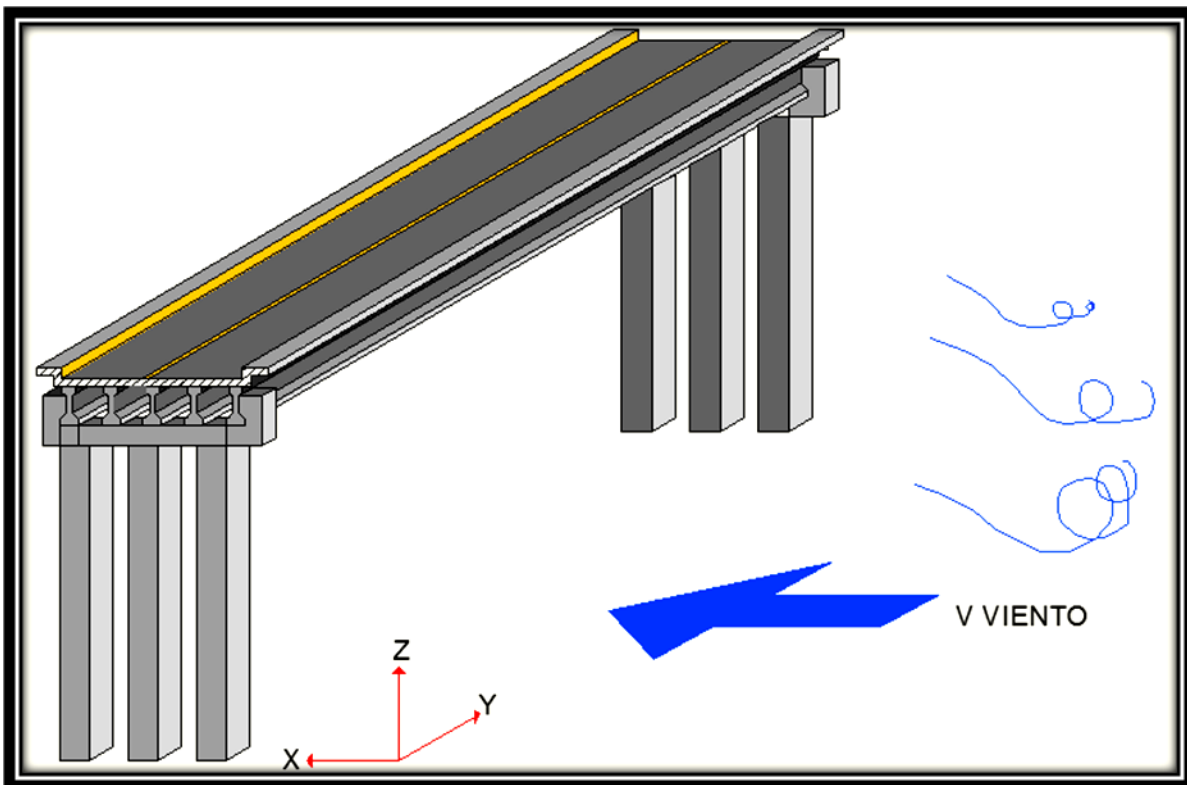


Figura II.1 Sistema ejes de viento

Para el análisis de cargas producido por el viento sobre un determinado obstáculo, se deberá determinar previamente, cómo es la distribución de presiones sobre las superficies del cuerpo para, mediante la integración de éstas, determinar las cargas globales.

Una manera de simplificar la distribución de presiones $p(x,y,z)$ es utilizando un coeficiente adimensional llamado coeficiente de presión $C_p(x,y,z)$, el cual está ligado con la ecuación de Bernoulli en régimen incompresible, y la que relaciona, a lo largo de una línea de corriente, la presión, p , y la velocidad, V , en un punto del fluido con las condiciones de presión y velocidad, p_∞ y V_∞ , existentes corriente arriba alejados del cuerpo en estudio, esto es:

$$p + \frac{1}{2} \rho V^2 = p_\infty + \frac{1}{2} \rho V_\infty^2 = P_R \quad (\text{II.1})$$

donde ρ es la densidad del fluido. Al segundo término, $\frac{1}{2}\rho V^2$, se le llama presión dinámica ($\frac{1}{2}\rho V_\infty^2$, es la presión dinámica de la corriente incidente) y P_R es la presión de remanso o de estancamiento (i.e., la presión que se alcanza al desacelerar constantemente la corriente hasta una velocidad nula, presión que es, además la máxima que se puede alcanzar en el dominio fluido).

Una vez que definimos la ecuación de Bernoulli, a lo largo de una línea de corriente, podemos establecer una expresión para definir el coeficiente de presión, el cual es la diferencia entre la presión en un punto considerado, $p(x,y,z)$, y la presión de referencia, normalmente la presión estática de la corriente incidente, p_∞ , dividido entre la presión dinámica de la corriente incidente, $\frac{1}{2}\rho V_\infty^2$:

$$C_p(x, y, z) = \frac{p - p_\infty}{\rho V_\infty^2 / 2} \quad (II.2)$$

Para su mejor comprensión el coeficiente de presión se puede definir como un número adimensional que describe la presión relativa a través de un campo de flujo, es decir, sirve para estimar la presión de un objeto inmerso en un fluido.

En la Figura II.2 se observa un flujo alrededor de un cuerpo bidimensional. La zona sombreada indica la capa límite próxima al cuerpo (campo de flujo) y la estela del cuerpo corriente abajo del mismo.

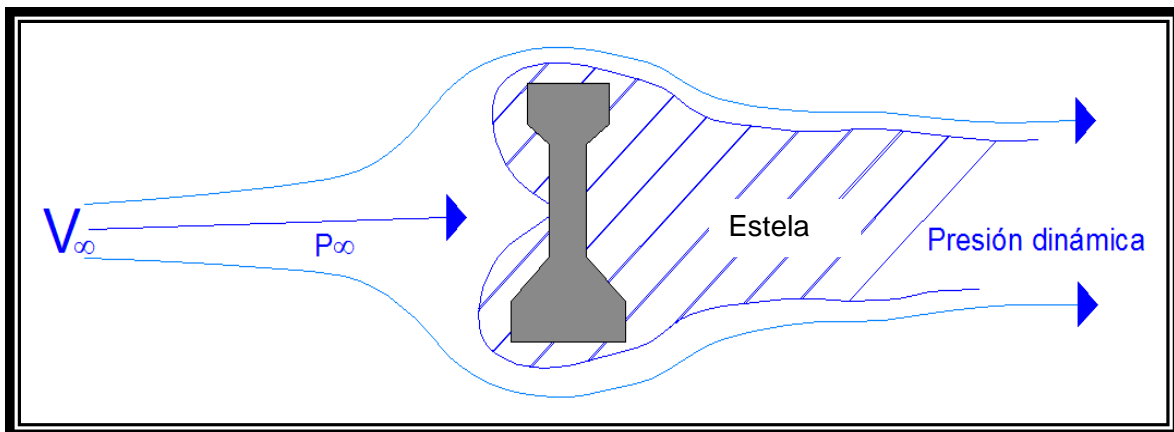


Figura II.2 Flujo alrededor de un cuerpo.

II.2 FUERZAS AERODINÁMICAS EN EL TABLERO DE UN PUENTE

El viento se suele representar por cargas estáticas y fluctuantes, las que son inducidas por el viento cuando éste fluye a través de una estructura. La incidencia del viento en una estructura genera áreas de presión y succión.

Si idealizamos el tablero de un puente como un elemento bidimensional sobre el que incide el viento de izquierda a derecha, como el que se muestra en la Figura II.3, observaríamos la aparición de zonas de presión (cara de barlovento). Cuando el viento continúa fluyendo alrededor del tablero, éste experimenta una separación en las esquinas o aristas del tablero. La separación del aire ocasiona la aparición de zonas de baja presión o succión, en la última sección del puente también se crea una zona de succión (cara de sotavento).

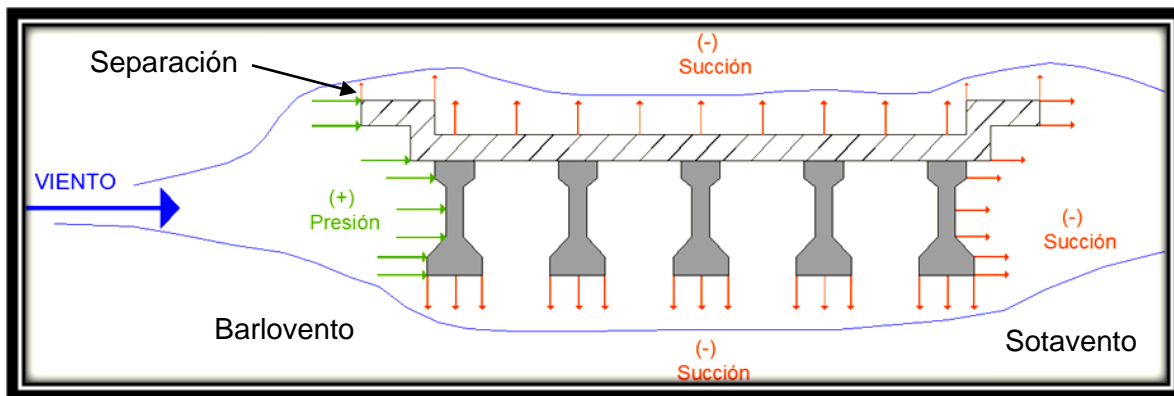


Figura II.3 Presiones y succiones debidas al viento sobre un cuerpo.

Las presiones y succiones se pueden transformar a fuerzas y momentos aplicados en puntos predefinidos del tablero. La fuerza inducida en la dirección del viento se denominan fuerza de arrastre, la fuerza perpendicular a la fuerza de arrastre se denomina fuerza de levantamiento; aunado a estas dos fuerzas, el viento también induce un momento de volteo.

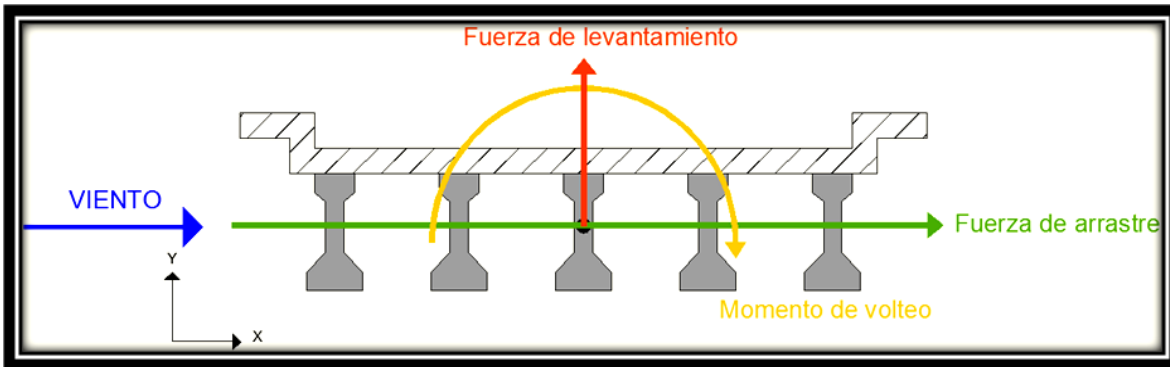


Figura II.4 Sistema de fuerzas y momento en el tablero de un puente.

II.3 RESPUESTA DE PUENTES ANTE LOS EFECTOS DEL VIENTO

La velocidad del viento actuante sobre una estructura, se divide en dos componentes, cada una de éstas se caracteriza de acuerdo con su variación en el tiempo. La primera de ellas es independiente del tiempo, y se le denomina velocidad media del viento; por el contrario, la segunda sí varía en el tiempo y se le denomina velocidad turbulenta del viento. La velocidad total del viento se puede considerar como la superposición de un régimen laminar, en donde se observan movimientos ordenados a través de vectores de velocidad paralelos entre sí, y flujo turbulento el cual se caracteriza porque las partículas no se mueven siguiendo trayectorias definidas.

Cuando la velocidad total del viento (media y turbulenta) actúa sobre la estructura, ésta induce fuerzas aerodinámicas (ver Figura II.4), como se explicó en los subtemas anteriores. Estas fuerzas ocasionan deformaciones y fuerzas internas en la estructura, lo que comúnmente se denomina como respuesta del puente ante el viento. Particularmente la velocidad media del viento ocasionará una respuesta estática del puente y de manera similar la velocidad turbulenta del viento inducirá una respuesta dinámica. En el estudio de un puente ante los efectos del viento se deben considerar las dos respuestas.

La siguiente figura presenta un esquema de la respuesta estática y dinámica ante el efecto del viento

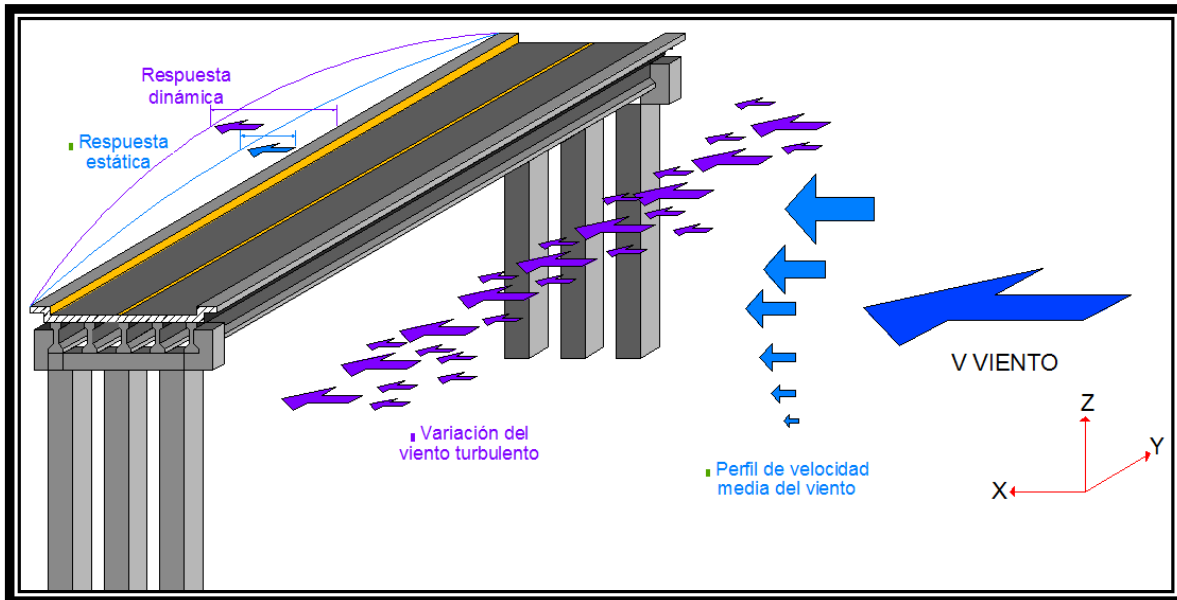


Figura II.5 Esquema de la respuesta estática y dinámica ante el efecto del viento.

II.3 FUERZA ESTÁTICA EQUIVALENTE

Los efectos del viento en puentes dependen en gran medida de la longitud de los claros del puente. Un puente con un claro grande será más susceptible a los efectos dinámicos del viento comparado con un puente de claro pequeño. Para puentes de claro pequeño (puentes convencionales de traveses), los efectos del viento que dominan se asocian con la velocidad media del viento que induce fuerzas estáticas. Muchos códigos o normas de diseño consideran el empleo de una fuerza estática equivalente que se puede definir como el producto de la fuerza estática (calculada con la velocidad media del viento) multiplicada por un factor de amplificación. Este factor de amplificación está ligado a la respuesta dinámica y mide la contribución de la respuesta dinámica con respecto a la estática. Por ejemplo, para puentes con claros pequeños el factor de amplificación será muy cercano a la unidad, debido a su elevada rigidez y a su corto periodo natural. La siguiente expresión puede ser empleada para determinar la fuerza estática equivalente.

$$F_{ee} = F_A * F_e \quad (II.3)$$

En donde:

F_{ee} : es la fuerza estática equivalente.

F_A : es un factor de amplificación.

F_e : es la fuerza estática inducida por la velocidad media del viento.

CAPÍTULO III. NORMATIVIDAD PARA LA DETERMINACIÓN DE LA PRESIÓN DE VIENTO SOBRE PUENTES CORTOS

En este capítulo se presentan las normas empleadas en México, Estados Unidos de América y Canadá para la determinación de la presión que induce el viento sobre puentes regulares.

III.1 NORMATIVIDAD DE SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES (SCT)

III.1.1 CRITERIOS GENERALES PARA DETERMINAR LAS CARGAS EVENTUALES DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL VIENTO QUE ACTUAN EN PUENTES

En esta normatividad se presentan criterios que deberán ser tomados en cuenta para la determinación de las cargas eventuales por acción del viento en puentes.

III.1.1.1 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN

Las cargas eventuales debidas a la acción del viento pueden ser:

- Empujes estáticos: causados por presiones y succiones del flujo del viento.
- Empujes dinámicos: son fuerzas paralelas al flujo principal causadas por la turbulencia del viento cuya duración es perjudicial para la estructura.
- Vibraciones transversales al flujo: causados por vórtices generados por la presencia de cuerpos cilíndricos dentro del flujo del viento.
- Inestabilidad aeroelástica: amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por efectos combinados de la forma geométrica de la estructura y de distintos ángulos en la incidencia del viento.

En esta norma también se hace referencia a una clasificación de las estructuras, diferente a la que se presentó en el capítulo I, según su importancia atendiendo al grado de seguridad aconsejable, y dependiendo de su respuesta a la acción del viento, de acuerdo con su sensibilidad a los efectos dinámicos del mismo clasificándolos como a continuación se muestra:

Tipo A: puentes ubicados en o sobre carreteras de cuatro o más carriles.

Tipo B: puentes y estructuras ubicados en o sobre carreteras de dos carriles.

Tipo C: estructuras secundarias de corta duración.

III.1.1.2 SEGÚN SU RESPUESTA A LA ACCIÓN DEL VIENTO

Tipo 1v: estructuras poco sensibles a los efectos de ráfaga y a los efectos dinámicos, como puentes rígidos; relación de aspecto o cociente entre el claro máximo horizontal y la menor dimensión perpendicular a dicho claro es menor o igual a 30.

Tipo 2v: estructuras con periodos propios largos de vibración, sensibles a los efectos de ráfaga que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento. Exceden la relación de aspecto 30.

Tipo 3v: estructuras que además de cumplir con las características del Tipo 2v, también presentan importantes oscilaciones transversales al flujo del viento causadas por vórtices con ejes paralelos al eje longitudinal de la estructura. Puentes de gran claro y gran altura.

Tipo 4v: estructuras susceptibles a presentar problemas de inestabilidad aeroelástica. Puentes soportados por cables o colgantes.

III.1.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS POR VIENTO

Se utilizarán los siguientes métodos de análisis para determinar las cargas debidas a la acción del viento sobre un puente.

- a) MÉTODO SIMPLIFICADO: aplicable para estructuras tipo 1v, sin cables que la soporten, con una altura de rasante menor o igual a diez metros sobre el nivel más bajo que cruzan, o en su caso, sobre el nivel de aguas que cruzan (NAC), con un claro máximo de 50 m y cumpliendo con la relación de aspecto menor o igual a 30.

La fuerza del viento se toma como el producto del área expuesta de la estructura por la presión de diseño que se obtiene para una velocidad de diseño de 160 km/h considerando lo siguiente:

III.1.2.1 VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA

La presión de diseño se considera uniformemente distribuida, actuando horizontal y perpendicularmente al eje longitudinal de la superestructura.

III.1.2.2 VIENTO SOBRE LA SUBERESTRUCTURA

Las fuerzas que actúan sobre la subestructura son aplicadas directamente a ella y las que transmite a la superestructura.

III.1.2.3 FUERZA DE VOLCAMIENTO

La fuerza de volcamiento debida al efecto del viento que tiende a volcar la estructura para combinaciones de carga de los grupos II, III, IV y VI, se calcula suponiendo que la dirección del viento es perpendicular al eje longitudinal de la estructura, añadiendo una fuerza vertical hacia arriba, aplicada a un cuarto del ancho de la superestructura, del lado del barlovento.

- b) MÉTODO ESTÁTICO: aplicado a estructuras comunes, del tipo 1v, sin cables que la soporten, altura de rasante no mayor de 10 m, con un claro máximo no mayor de 50 m; además debe cumplir con una relación de aspecto menor o igual a 30 y que se considere una velocidad de diseño del viento mayor a 160 km/h, y conforme a su ubicación regional y de las características del terreno circundante se considera:

III.1.2.4 VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento, a partir de la cual se determinan los efectos que éste produce sobre la estructura, se obtiene con la siguiente ecuación:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \quad (III.1)$$

V_D : es la velocidad de diseño del viento

F_T : Factor de topografía que depende de las características del relieve del terreno circundante

F_α : Factor de exposición, que considera los efectos de exposición local. El tamaño y la altura de la estructura

V_R : Velocidad regional del viento, en el sitio donde se ubica la estructura.

Las variables anteriores son descritas en el Apéndice A.

III.1.2.5 PRESIÓN ACTUANTE

La presión actuante p_z a una altura z del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), se obtiene con la expresión:

$$p_z = C_p * q_z \quad (III.2)$$

donde:

p_z : es la presión actuante a la altura z , en Pascales (Pa).

C_p : es el coeficiente de presión que se obtiene de los valores que se indican en el Apéndice A de esta tesis, (adimensional).

q_z : es la presión dinámica de base a la altura z , determinada como se indica en el apéndice A de esta tesis, en Pascales (Pa).

III.1.2.6 FUERZAS DEL VIENTO PARA EL DISEÑO

Las fuerzas del viento con fines de diseño se obtienen multiplicando la presión actuante (p_z), por el área total expuesta de la estructura (A_z). Se puede considerar el área total expuesta multiplicada por la presión actuante a la altura de su centro o dividir el área expuesta en franjas horizontales para considerar la variación vertical de la presión actuante.

III.1.2.7 VIENTO SOBRE LA SUPERESTRUCTURA

La fuerza de viento, sobre la superestructura se determina con una presión actuante (p_z) calculada con un coeficiente de presión igual a:

$C_p = 3$, para armaduras y arcos.

$C_p = 2$, para traveses y vigas.

La presión p_z se considera actuando normalmente al eje de la estructura. En el caso de que el viento tenga un ángulo de esviajamiento diferente de cero, se consideran dos componentes de la presión actuante p_z : la normal (p_n) actuando en dirección perpendicular al eje de la estructura y la tangencial (p_t), actuando paralelamente a dicho eje.

III.1.2.8 VIENTO SOBRE LA SUBESTRUCTURA

III.1.2.8.1 FUERZAS TRANSMITIDAS DE LA SUPERESTRUCTURA A LA SUBESTRUCTURA

Sobre la subestructura se consideran actuando las reacciones en los dispositivos de apoyo provocadas por las fuerzas determinadas en el inciso anterior.

III.1.2.8.2 FUERZAS APLICADAS DIRECTAMENTE A LA SUBESTRUCTURA

Se determina con una presión actuante (p_z), calculada con un coeficiente de presión, igual a 1.6.

III.1.2.9 VIENTO VERTICAL

Para revisar la estabilidad al volcamiento, fuerza de volcamiento se calcula suponiendo que la dirección del viento es perpendicular al eje longitudinal de la estructura, añadiendo una fuerza vertical hacia arriba, aplicada a un cuarto del ancho de la superestructura, del lado del barlovento, determinada con una presión actuante (p_z) sobre el área expuesta en planta de la superestructura, incluyendo la calzada y las banquetas, y un coeficiente de presión (C_p) igual a 0.8, como se muestra en la siguiente figura:

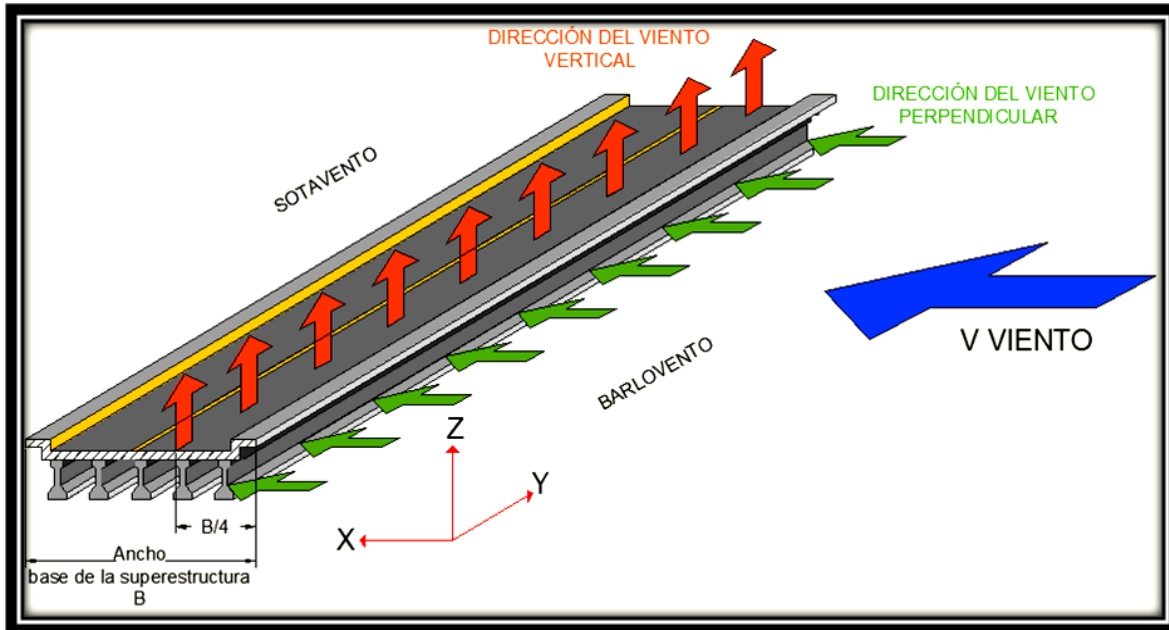


Figura III.1 Aplicación de las cargas inducidas por el viento de acuerdo con SCT.

- c) MÉTODO DINÁMICO: aplicable a estructuras comunes de los tipos 2v o 3v, considerando los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento y los efectos de los vórtices que se producen cuando la velocidad de diseño excede la velocidad crítica, tomando en cuenta:

III.1.2.10 FACTOR DE RÁFAGA

Se considera la presión actuante p_z , mediante un factor de ráfaga F_g

$$p_z = F_g * C_p * q_z \quad (III.3)$$

donde:

p_z : Presión actuante a la altura z , en Pascales (Pa).

F_g : Factor de ráfaga que, para cada caso en particular, se determina con base en estudios experimentales para estructuras que hayan sido validadas y en características del sitio, así como de la estructura por diseñar, (adimensional).

C_p : Coeficiente de presión que tiene los valores que se indican en el subtema anterior "Viento sobre la superestructura".

q_z : Presión dinámica de base a la altura z , determinada como se indica en el Apéndice A, en Pascales (Pa).

Con esta presión actuante se determinan las fuerzas del viento para diseño según lo indicado.

III.1.2.11 EFECTOS DE VÓRTICES

Cuando la velocidad de diseño excede la velocidad crítica en la presión actuante se incluyen además efectos de vórtices que tienen un eje paralelo al eje longitudinal de la estructura y producen fuerzas estáticas equivalentes en dirección transversal al flujo.

- d) MÉTODOS EXPERIMENTALES: aplicables a estructuras tipo 4v, sujetas a problemas de inestabilidad aeroelástica que se producen cuando los desplazamientos iniciales causados por el flujo del viento ocasionan a su vez una variación en la dirección de ataque del flujo, generando movimientos sucesivos crecientes de carácter oscilatorio o divergentes, se estudian con un el túnel de viento.

III.2 NORMATIVIDAD AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASTHO)

III.2.1 CARGAS POR VIENTO

III.2.1.1 PRESIÓN HORIZONTAL POR VIENTO

Las presiones especificadas se asume que son causadas con base en una velocidad del viento VB de 160 km/h.

Se asume que la carga por viento actúa uniformemente distribuida en el área expuesta al viento. El área expuesta deberá ser la suma de las áreas de todos los componentes, incluyendo el sistema de pisos y la barandilla (como se observa en una planta del puente, en la dirección perpendicular en la dirección del viento). Esta dirección deberá variarse para determinar la fuerza efectiva extrema en la estructura o en sus componentes. Las áreas que no contribuyen al efecto de la fuerza extrema en cuestión también serán tomadas en cuenta para los análisis. Para los puentes o parte de los puentes de más de 10 m por encima del suelo o por encima del nivel del agua, la velocidad del viento de diseño, VDZ , debe ser estimada de acuerdo a:

$$VDZ = 2.5 * V_0 * \left(\frac{V_{10}}{VB} \right) * Ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (III.4)$$

donde:

VDZ : Velocidad del viento de diseño en una elevación de diseño Z , en km/h.

V_{10} : Velocidad de viento en 10 m arriba del nivel de suelo o arriba del nivel de espejo de agua, en km/h.

V_{10} : Deberá ser establecida para:

- VB : Velocidad de viento base de 160 km/h a 10 m de altura.
- Z : Altura de la estructura en que las cargas de viento varían con la altura por encima del nivel del suelo o del nivel del espejo de agua, ($Z > 10 m$).
- V_0 : Velocidad de fricción o velocidad del viento calculada con base en características meteorológicas.
- Z_0 : Longitud de fricción aguas arriba calculada con base en características meteorológicas.

La velocidad base de diseño varía significativamente debido a las condiciones locales. Para estructuras pequeñas y/o bajas, usualmente el viento no gobierna. Para puentes grandes, sin embargo, las condiciones locales deberán ser investigadas.

Las presiones sobre los lados del barlovento y sotavento son tomadas simultáneamente en la dirección supuesta del viento.

Se dice que usualmente, la estructura de un puente deberá ser examinada por separado bajo presión de viento a partir de dos o más diferentes direcciones, con el fin de determinar aquellas en el barlovento, sotavento y presiones laterales producidas por las cargas más críticas en la estructura.

La ecuación (III.5) se desarrolló con base en la teoría de capa límite o de mezclado que representa el más reciente enfoque de velocidades de viento para varias condiciones meteorológicas. En el pasado, se utilizaba una ecuación exponencial para relacionar las velocidades del viento a alturas superiores a 10 m, como la que se presenta en la siguiente ecuación:

$$VDZ = CV_{10} * \left(\frac{Z}{10,000} \right)^\alpha \quad (III.5)$$

III.2.1.2 PRESIÓN DE VIENTO EN LAS ESTRUCTURAS

Si se justifica para las condiciones locales, una velocidad base de viento de diseño diferente puede ser seleccionada para combinaciones de carga donde no participa el viento en cargas vivas, a menos que se especifique de otro modo en el artículo 3.8.3 de la norma. En ausencia de más datos precisos, la presión de diseño de viento, en MPa es:

$$PD = PB * \left(\frac{VDZ}{VB} \right) = PB * \left(\frac{VDZ^2}{25,600} \right) \quad (III.6)$$

donde:

PD: Presión del viento sobre la estructura, en *MPa*.

PB: Presión de viento base.

III.2.1.2.1 PRESIÓN DE VIENTO VERTICAL

Una vez calculada la presión actuante, la fuerza del viento sobre la superestructura se determina con p_z actuando normalmente al eje de la estructura en el sentido horizontal, conjuntamente con una carga vertical lineal (igual a $0.8 * p_z$ por el ancho en planta) orientada hacia arriba y actuando a $1/4$ del ancho de la superestructura a partir de barlovento. Esta fuerza vertical se calcula con:

$$F_v = 0.8 * p_z * A_{\text{tablero}} \quad (III.7)$$

donde:

A_{tablero}: Ancho del tablero.

En la Figura III.2 se presenta la aplicación de las fuerzas inducidas por el viento de acuerdo a AASHTO.

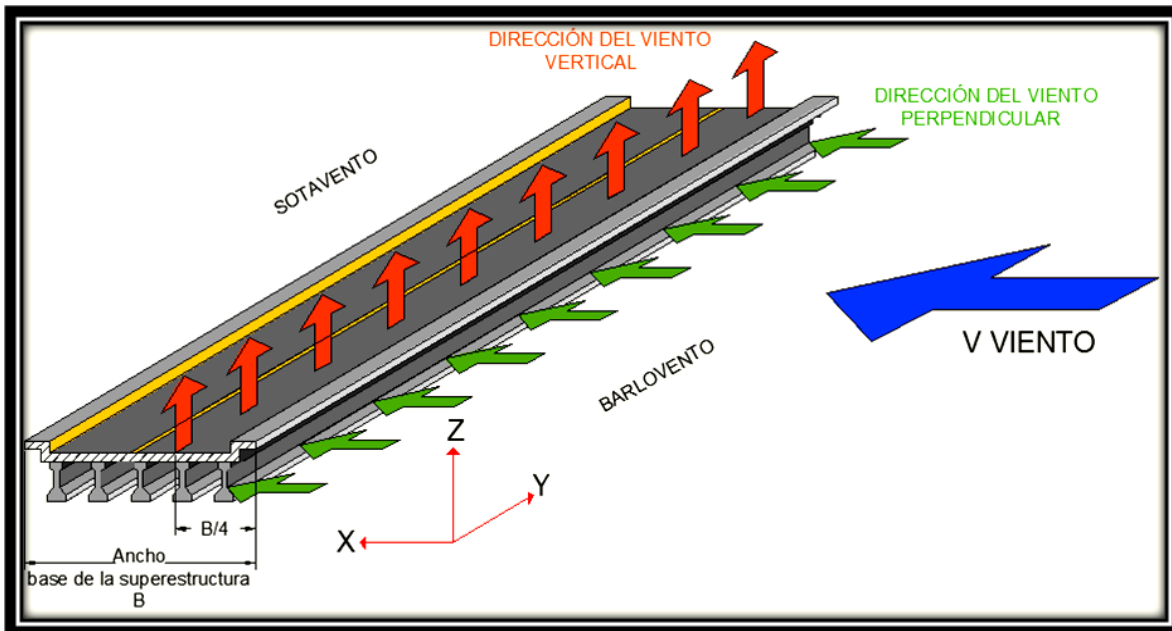


Figura III.2 Aplicación de las cargas inducidas por el viento de acuerdo a AASHTO.

III.3 NORMATIVIDAD CANADIENSE CAN/CSA-S6-06 (2006)

Una de las particularidades del reglamento Canadiense, es que a diferencia de las dos normatividades anteriores, ésta no proporciona velocidades de viento, sino presiones de diseño medias horarias, las cuales se pueden relacionar con la velocidad del viento con la siguiente ecuación:

$$q = 0.05 * V^2 \quad (III.8)$$

q : Presión de diseño media horaria, Pa .

q depende del periodo de retorno Tr y éste depende de la longitud del claro del puente, como se muestra a continuación:

$Tr=100$ años: $Claro \geq 125$ m.

$Tr=50$ años: $Claro \leq 125$ m.

V : Velocidad del viento media horaria.

La superestructura se diseña para cargas de viento verticales y horizontales actuando simultáneamente. Se asume que la dirección del viento debe ser perpendicular al eje de la superestructura recta, o perpendicular a un eje seleccionado en un puente curvo, de tal forma que se magnifiquen los efectos inducidos por el viento.

La fuerza horizontal por unidad de área (en elevación) que debe aplicarse a la superestructura se calcula con la siguiente ecuación:

$$Fh = q * Ce * Cg * Ch \quad (III.9)$$

q : Presión de diseño media horaria, en Pa .

Ce : Factor de exposición $Ce \geq 1$, se calcula con la tabla A. del apéndice A.3.

Cg : Factor de ráfaga para puentes que no son muy susceptibles a la acción del viento.

$Cg=2$ Para claros < 125 m, excepto puentes con cables.

Ch : Factor de arrastre horizontal. $Ch=2$

La fuerza vertical por unidad de área (en planta) que debe aplicarse a la superestructura se calcula con la ecuación:

$$Fv = q * Ce * Cg * Cv \quad (III.10)$$

q : es la presión de diseño media horaria, Pa .

Ce : es el factor de exposición $Ce \geq 1$, se calcula con la tabla A.3.1 del apéndice A.3.

Cg : es el factor de ráfaga para puentes que no son muy susceptibles a la acción del viento.

$Cg=2$ Para claros < 125 m, excepto puentes con cables.

Cv : es el factor de arrastre vertical. $Cv=1$

Para los efectos de las presiones horizontales y verticales se toman en cuenta cuatro combinaciones de carga, que pudieran llegar a afectar la estructura, las cuales se ilustran con las figuras que a continuación se presentan.

Combinación 1: carga horizontal más carga uniformemente repartida actuando hacia arriba (Figura III.3).

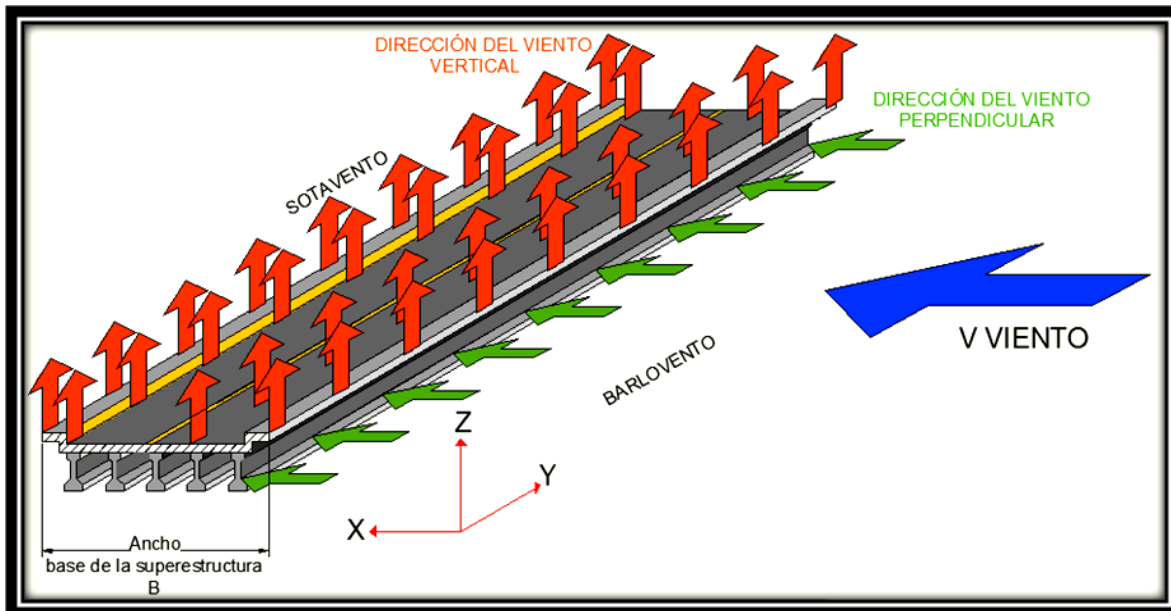


Figura III.3 Dirección del viento de acuerdo con la norma Canadiense (combinación 1).

Combinación 2: carga horizontal más carga uniformemente repartida actuando hacia abajo (Figura III.4).

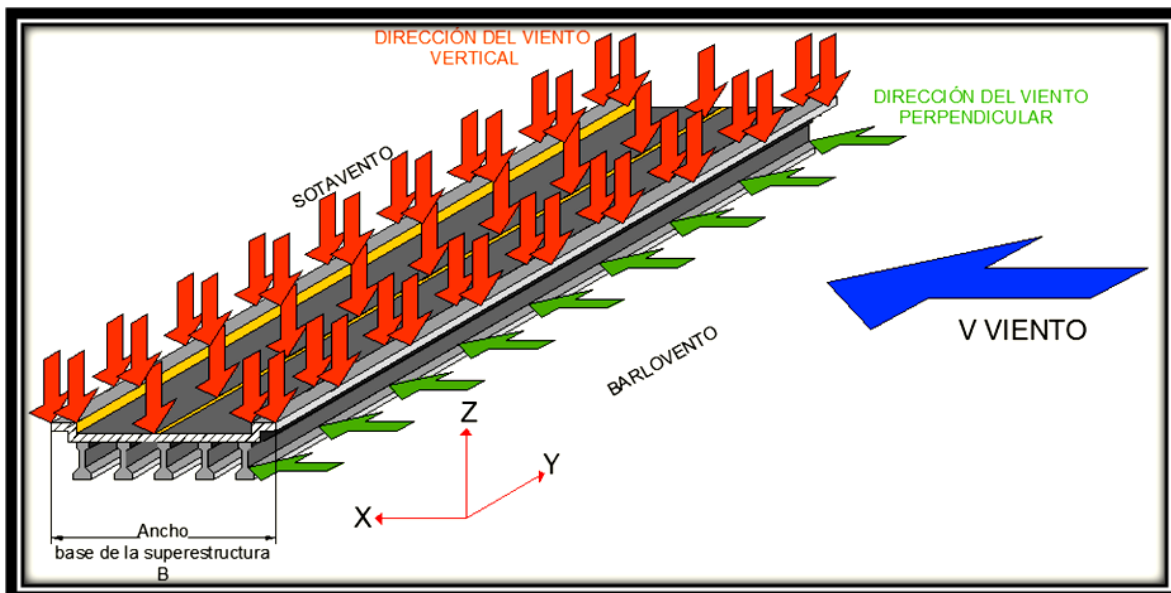


Figura III.4 Dirección del viento de acuerdo con la norma Canadiense (combinación 2).

Combinación 3: carga horizontal más carga vertical actuando únicamente hacia arriba a lo largo de una línea excéntrica sobre la estructura (Figura III.5).

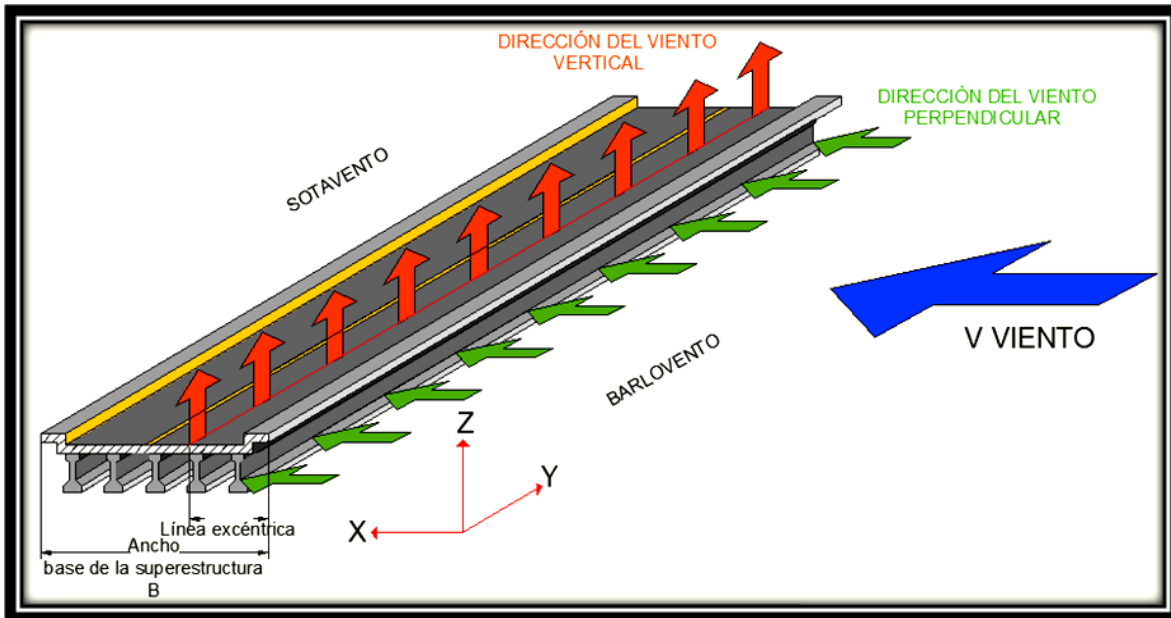


Figura III.5 Dirección del viento de acuerdo con la norma Canadiense (combinación 3).

Combinación 4: carga horizontal más carga vertical actuando únicamente hacia abajo a lo largo de una línea excéntrica sobre la superestructura (Figura III.6).

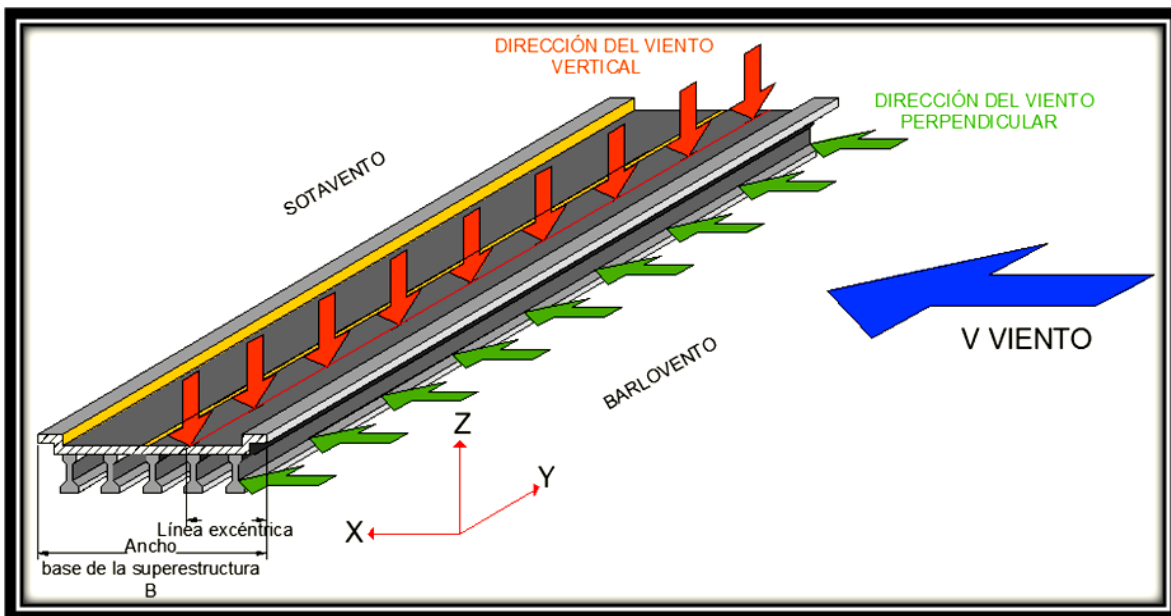


Figura III.6 Dirección del viento de acuerdo con la norma Canadiense (combinación 4).

CAPÍTULO IV. MODELO MATEMÁTICO Y ANÁLISIS DE UN PUENTE CON TRABES AASHTO

Un modelo matemático sirve para reproducir en la computadora la respuesta de una estructura ante diferentes condiciones de carga; el modelo matemático se elabora con base en planos del proyecto ejecutivo de la obra. El modelo se caracteriza con las propiedades mecánicas y geométricas del proyecto. La respuesta obtenida del modelo matemático dependerá del grado de modelación adoptado.

A continuación se presenta una descripción detallada de las características generales del puente en consideración.

IV.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

La estructura del puente en estudio se conforma a base de cinco vigas AASHTO tipo III repartidas a cada 1.25 m, desde el centro hasta sus extremos laterales. Esta medida es a partir del centroide de cada trabe y es la recomendada con base en la experiencia de ingenieros. Las dimensiones de la sección transversal de este tipo de traveses se especifican en el capítulo I.

La longitud total del puente es de 20 m, con una calzada de dos carriles, en diferentes sentidos, de 2.7 m de ancho cada uno y dos camellones extremos de 0.75 m. El espesor de la losa de concreto se supuso igual a 25 cm, en la parte de los carriles y de igual forma en la parte de las banquetas o camellones.

En la figura IV.1 se presenta una vista en elevación del puente considerado.

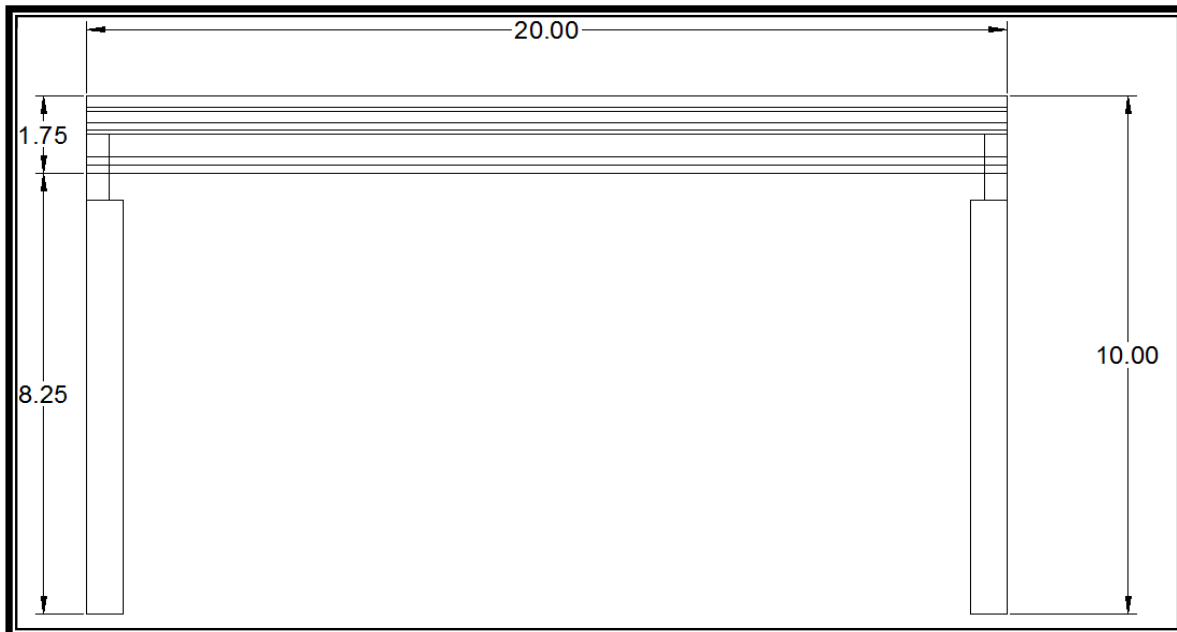


Figura IV.1 Vista en elevación del puente en estudio.

La siguiente figura muestra la sección transversal del puente.

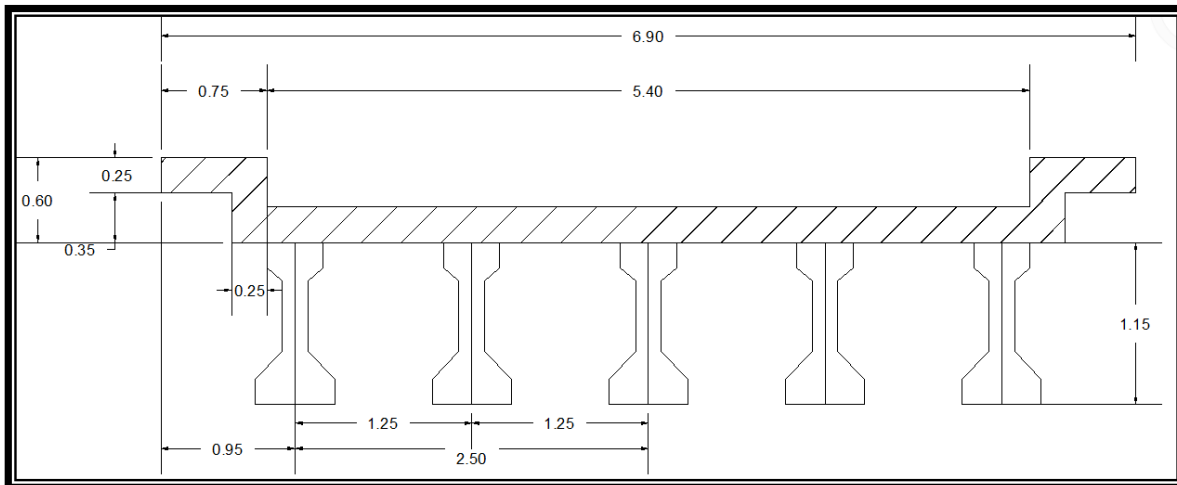


Figura IV.2 Sección transversal del puente.

La siguiente figura muestra una vista tridimensional del puente considerado. Se supuso que el puente es soportado por columnas y cabezales de concreto, y que el puente tiene un apoyo fijo y un apoyo móvil.

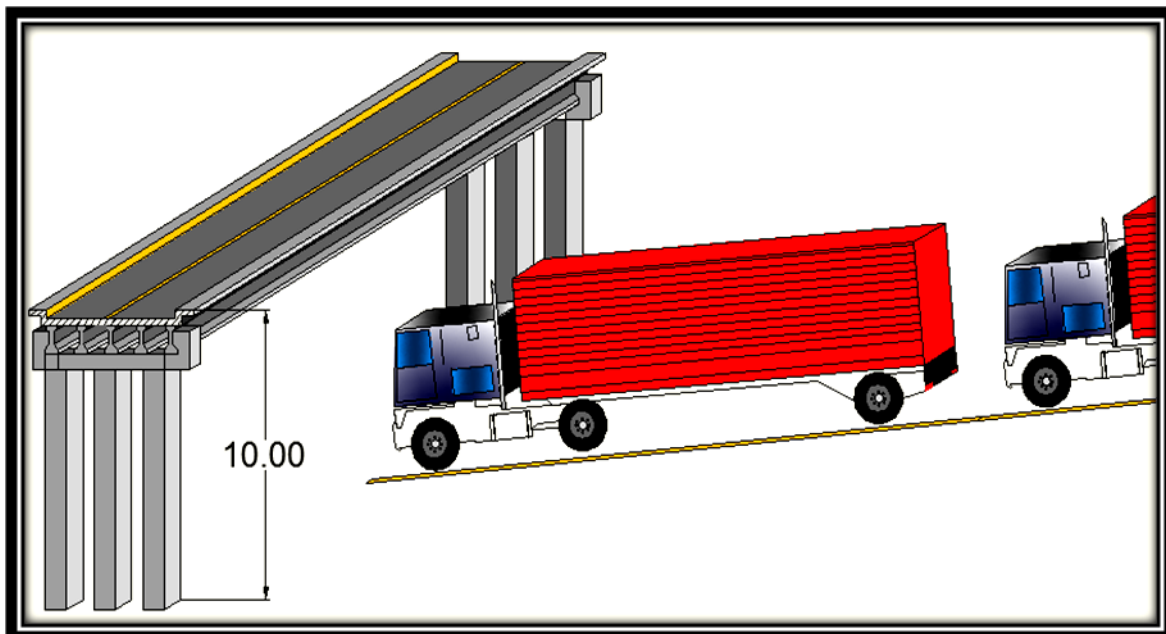


Figura IV.3 Altura del puente.

IV. 2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para el modelo matemático del puente se utilizó el módulo Bridge del programa de computadora SAP2000 v14, ya que permite crear modelos matemáticos de puentes de manera sencilla. La siguiente figura presenta una ventana del módulo Bridge de SAP2000.

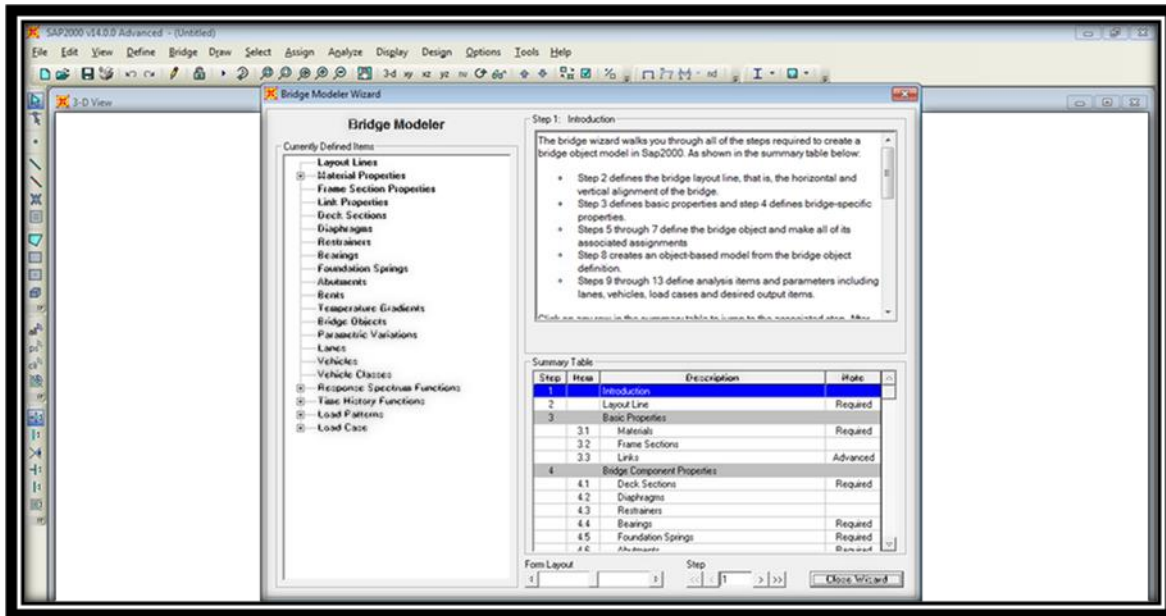


Figura IV.4 Ventana del módulo Bridge Wizard

Se observa de la Figura IV.4 que el módulo solicita todos los parámetros necesarios para definir la estructura del puente a modelar.

Los pasos para el desarrollo del modelo con el módulo Bridge se presentan a continuación:

PASO 1

Se establece la longitud total del puente con el botón *Layout Line*. Para este estudio el claro del puente es de 20 m.

PASO 2

Se especifican las propiedades de los materiales. En este estudio se empleó concreto con un peso volumétrico de $W=2.4 \text{ t/m}^2$, un módulo de elasticidad de $E=2,534,563.6 \text{ t/m}^2$ y una resistencia a la compresión de $f'c=2,812.27 \text{ t/m}^2$.

PASO 3

Se especifica el tipo de trabe y se ingresan sus propiedades con el botón *Frame section*. El tipo de trabe seleccionada en este trabajo es AASHTO I Beam - Type III.

PASO 4

Se especifica la forma transversal del puente, el programa ofrece distintas plantillas. Con el botón *Precast I Girder* se especifica el tipo de sección transversal, la cual deberá ser caracterizada de acuerdo a los planos del proyecto. La siguiente figura presenta una imagen del módulo para caracterizar las dimensiones de la sección transversal.

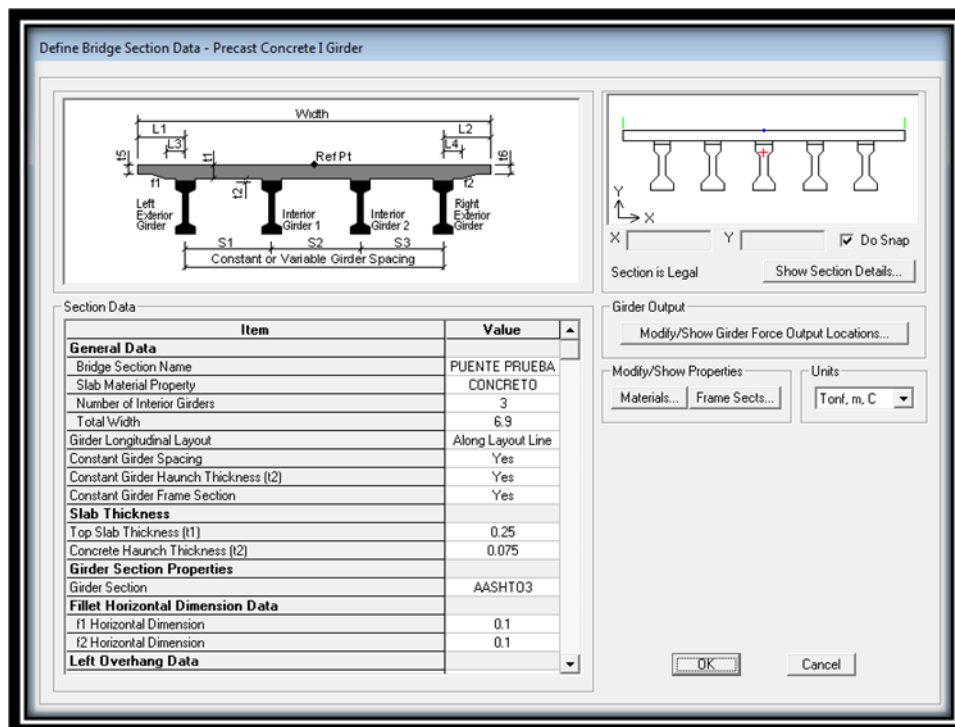


Figura IV.5 Ventana que solicita al usuario todos los parámetros de diseño del proyecto.

PASO 5

Si es requerido, se pueden incluir diafragmas, los cuales incrementan la rigidez de la estructura en el sentido horizontal. En este estudio se propuso el empleo de diafragmas de concreto de 25 cm de ancho. La inclusión de diafragmas se realiza con el botón *Diaphragmas*.

PASO 6

Se agregarán los tipos de apoyos en los extremos con ayuda del botón *Abutments*. En este estudio se consideraron apoyos fijo (fixed) y móvil (pinned).

Se requiere también definir la colocación exacta de los diafragmas y los apoyos, para ello se selecciona el botón *Bridge Object Definition*, para realizar las modificaciones correspondientes.

Después de ingresar toda la información en el módulo Bridge, el programa genera el modelo matemático, como el que se muestra en la siguiente figura.

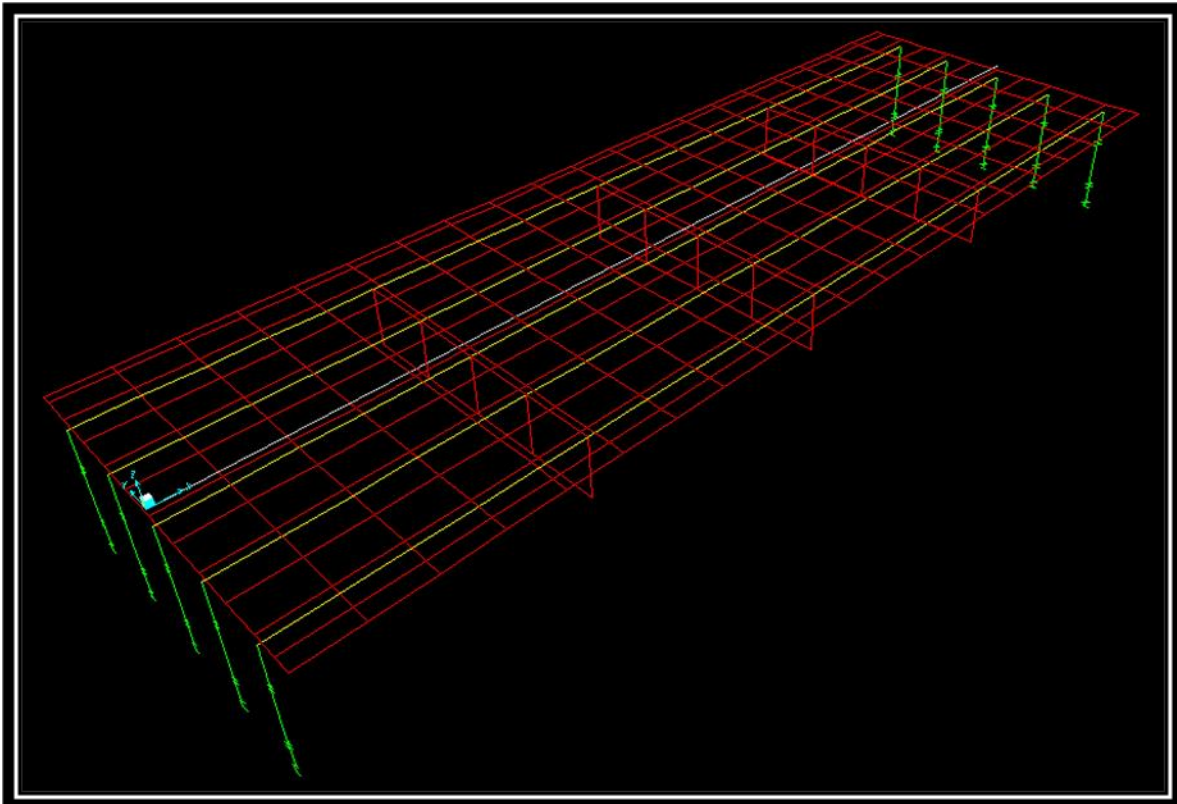


Figura IV.6 Modelo matemático del puente.

La siguiente figura presenta diferentes vistas del modelo matemático en donde se pueden apreciar con mayor detalle los elementos modelados.

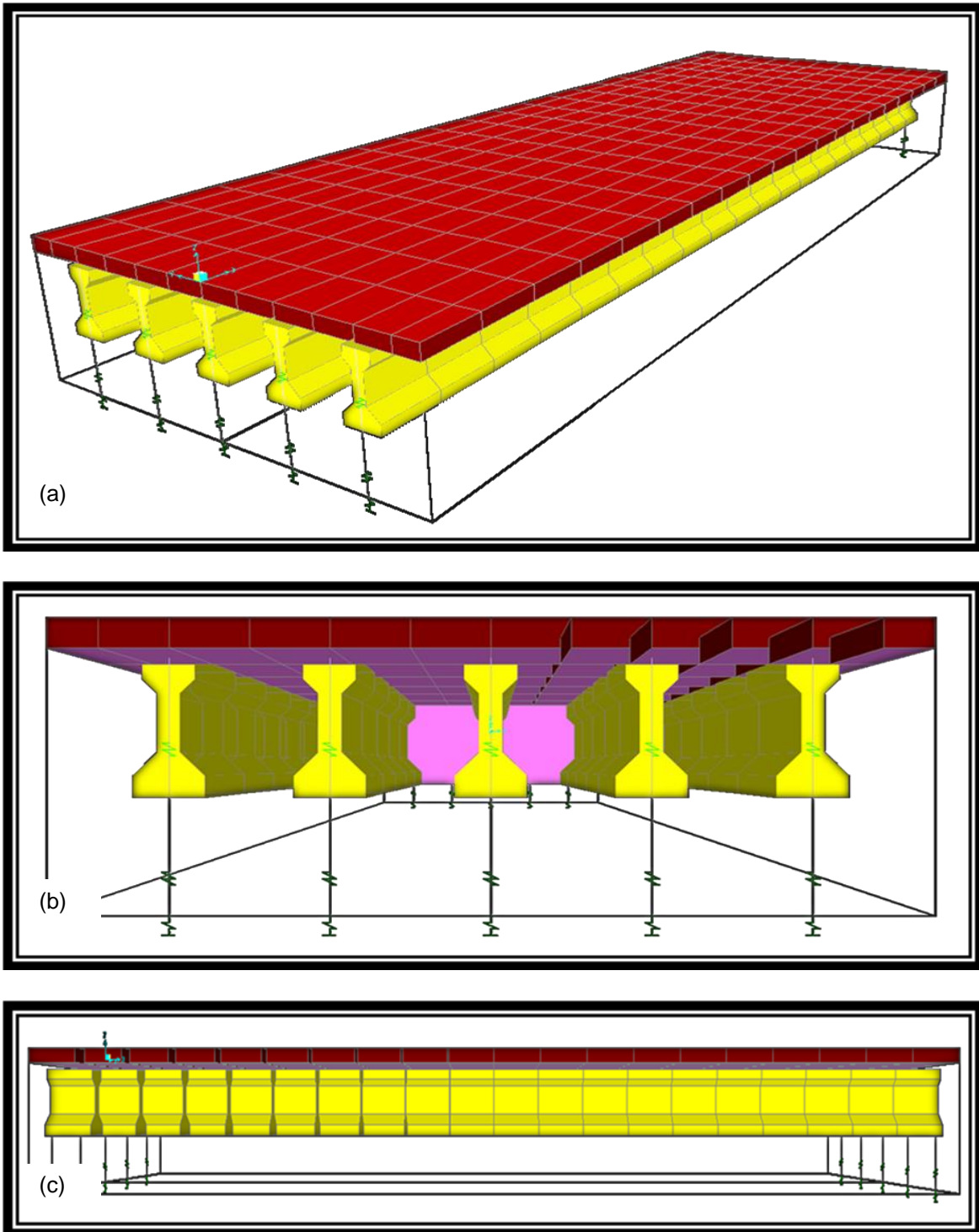


Figura IV.7 Modelo matemático del puente: (a) vista tridimensional; (b) vista transversal; (c) vista longitudinal.

Una vez que se cuenta con el modelo matemático, se definen los estados de carga y las combinaciones correspondientes a cada uno de los códigos empleados. La siguiente tabla resume las cargas consideradas en los análisis.

Tabla IV.3 Combinaciones de carga, por acción del viento.

COMBINACIONES DE CARGA, POR ACCIÓN DEL VIENTO		
NORMA	CARGA HORIZONTAL	CARGA VERTICAL*
AASHTO	Uniformemente distribuida más →	Uniformemente distribuida, actuando a 1/4 y hacia arriba de la planta de la superestructura
SCT	Uniformemente distribuida más →	Uniformemente distribuida, actuando a 1/4 y hacia arriba de la planta de la superestructura
CANADIENSE	Uniformemente distribuida más →	Uniformemente distribuida, actuando excéntrica y hacia arriba de la planta de la superestructura
	Uniformemente distribuida más →	Uniformemente distribuida, actuando excéntrica y hacia abajo de la planta de la superestructura
	Uniformemente distribuida más →	Uniformemente distribuida sobre todo el tablero (hacia arriba)
	Uniformemente distribuida más →	Uniformemente distribuida sobre todo el tablero (hacia abajo)

*Nota: todas las cargas verticales incluyen el peso propio de la estructura.

Las cargas se asignaron al modelo como cargas uniformemente repartidas y presiones. En la Figura IV.8 se muestra la asignación de una carga distribuida horizontal en el modelo.

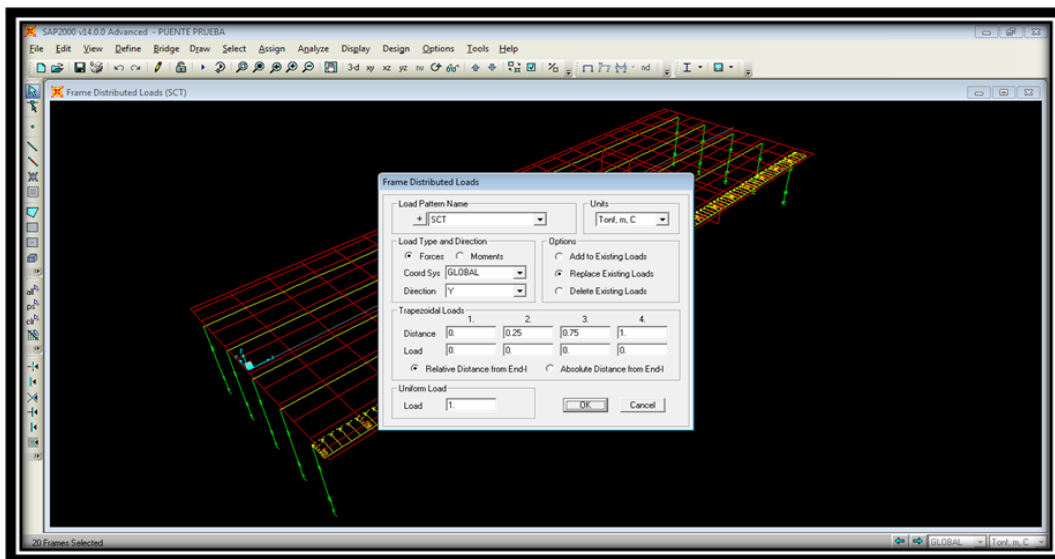


Figura IV.8 Asignación de una carga distribuida horizontal en el modelo.

CAPÍTULO V. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Un resumen de la respuesta del puente ante las acciones propuestas en los reglamentos considerados se presenta en las tablas y gráficas de este capítulo. Las respuestas seleccionadas fueron: desplazamientos en dirección de los ejes globales X, Y o Z, fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante.

V.1 DESPLAZAMIENTOS EN EL CENTRO DEL CLARO DEL PUENTE

La siguiente tabla presenta los desplazamientos en el centro del claro del puente, estos desplazamientos corresponden al elemento 211 del modelo matemático.

Tabla V.1 Desplazamientos en el centro del claro.

SECCIÓN	COMBINACIÓN	DESPLAZAMIENTOS Δ [mm]		
		X	Y	Z
CENTRO DEL CLARO	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	1.666	0.148	-8.513
ELEMENTO 211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	1.546	0.262	-7.896
	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	1.643	0.406	-8.396
	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN CANADIENSE 2	1.875	1.008	-9.584
	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN CANADIENSE 3	1.643	0.707	-8.400
	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN CANADIENSE 4	1.759	-1.82E-10	-8.992

Se observa de la tabla anterior que los desplazamientos más apreciables corresponden a la dirección Z, como se esperaba. El desplazamiento máximo observado corresponde a la combinación de carga de la norma Canadiense (PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN CANADIENSE 2).

La localización del elemento 211 (centro del claro) se muestra en las figuras siguientes.

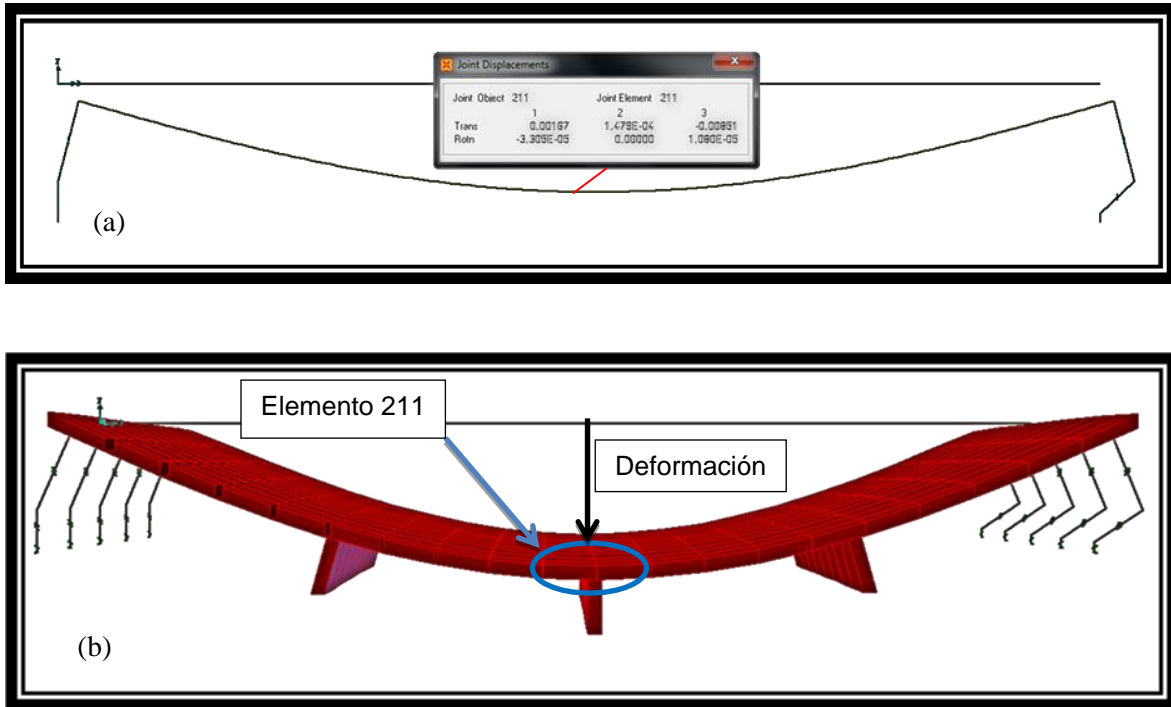


Figura V.1 Vistas del modelo matemático deformado en el centro del claro por diferentes combinaciones de carga: (a) modelo con elementos barra; (b) modelo 3D.

Se observa en la figura anterior la deformación del puente con respecto a una horizontal por encima de la estructura.

Para apreciar mejor la comparación de los desplazamientos inducidos por las combinaciones en dirección Z, la siguiente figura muestra una gráfica de barras, cada una de esta asociada con una combinación de carga.

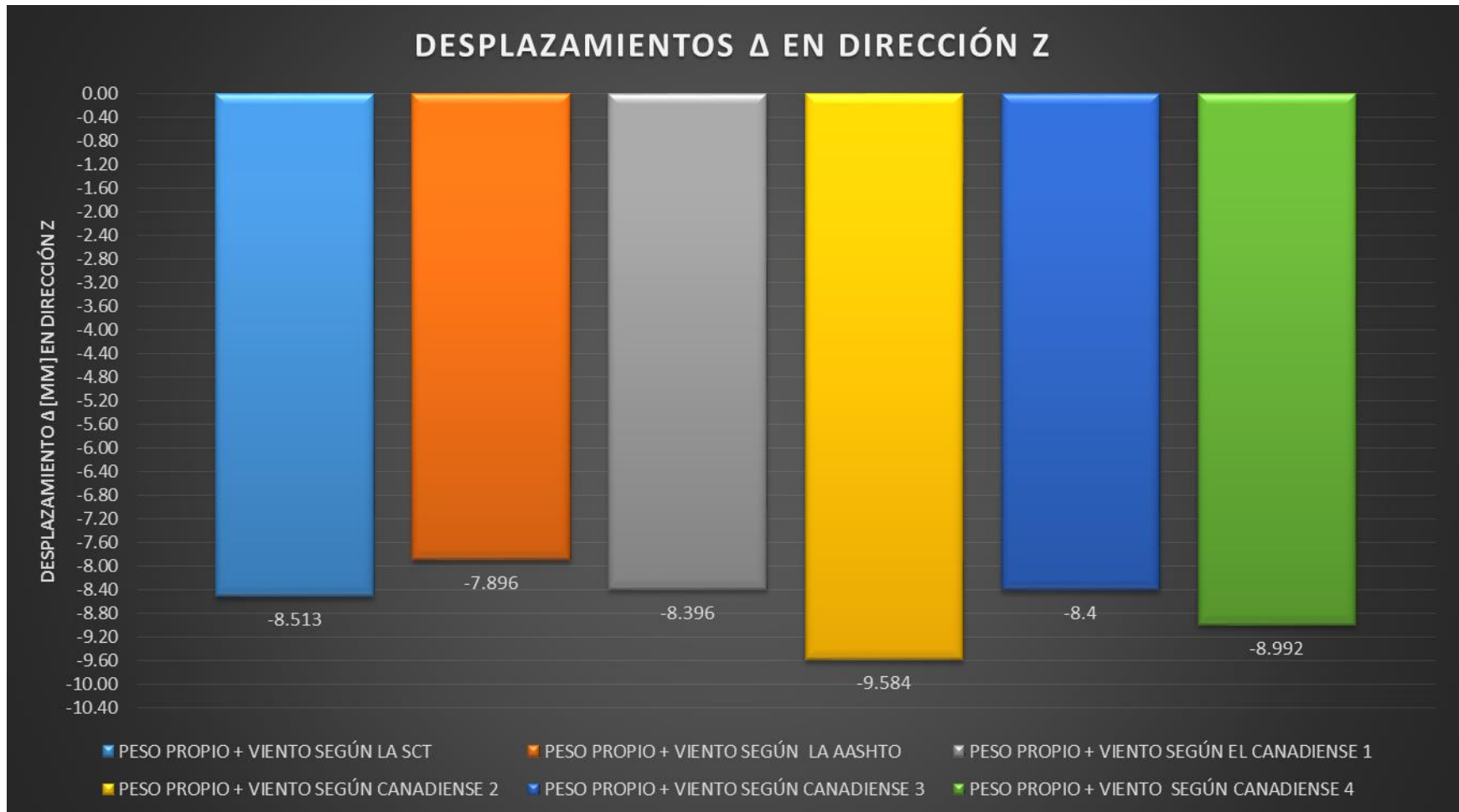


Figura V.2 Desplazamientos en el centro del claro por diferentes combinaciones de carga.

Se observa de la comparación anterior que los desplazamientos más grandes son provocados por las combinaciones Canadienses: peso propio más el viento canadiense 2 (correspondiente a la acción del viento uniformemente repartida sobre todo el tablero en dirección Z), el desplazamiento para esta combinación es de 9.584 mm ; la otra combinación crítica es: peso propio más el viento canadiense 4, que induce un desplazamiento de 8.992 mm . Las dos combinaciones de carga son las más críticas, en comparación con las demás, ya que la acción del viento sobre el tablero es coincidente con la dirección de la gravedad.

V.2 ELEMENTOS MECÁNICOS DEL PUENTE EN ALGUNOS PUNTOS SELECCIONADOS

La siguiente tabla presenta un resumen de la fuerza axial que se presenta al centro del claro del puente.

Tabla V.2 Fuerzas axiales en el centro del claro, elemento 193-211.

SECCIÓN	ARTICULACIÓN	COMBINACIÓN	FUERZA AXIAL F_x [t]	
			F_x [t]	$F_{x\text{máx}}$ [t]
CENTRO DEL CLARO	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	-70.376	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	70.376	70.376
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	-65.243	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	65.243	65.243
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	-69.400	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	69.400	69.400
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	-79.270	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	79.270	79.270
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	-69.469	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	69.469	69.469
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	-74.350	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	74.350	74.350

La tabla muestra que la combinación Canadiense número 2, proporciona la carga axial máxima más grande, con un valor de $F_{x\text{máx}}=79.270\text{ t}$. La carga axial máxima más baja es inducida por la combinación sugerida por la norma AASHTO, con un valor de 65.243 t .

La siguiente figura presenta el diagrama de fuerza axial para una combinación de carga seleccionada. En la figura, la flecha indica los resultados mostrados en una ventana tras seleccionar el elemento.

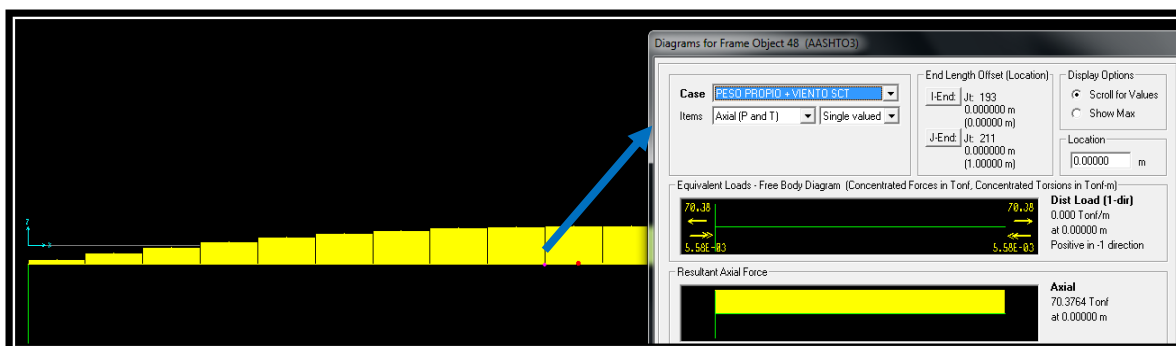


Figura V.3 Resultados del diagrama de compresión bajo la combinación de la SCT.

Los momentos flexionantes al centro del claro se presentan en la siguiente tabla.

Tabla V.3 Momentos en el centro del claro, elemento 193-175.

SECCIÓN	ARTICULACIÓN	COMBINACIÓN	MOMENTOS Mz[t-m]	
			Mz [t-m]	Mzmáx [t-m]
CENTRO DEL CLARO	175	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	23.788	
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	26.371	26.371
	175	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	22.051	
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	24.467	24.467
	175	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	23.457	
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	26.011	26.011
	175	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	26.793	
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	29.680	29.793
	175	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	23.470	
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	26.014	26.014
	175	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	25.132	
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	27.846	27.846

El momento más grande se asocia con la combinación de peso propio más viento según el Canadiense 2, esto es debido a que la dirección vertical del viento es uniformemente distribuida sobre todo el tablero del puente.

La siguiente figura ilustra la extracción de los valores del momento flexionante.

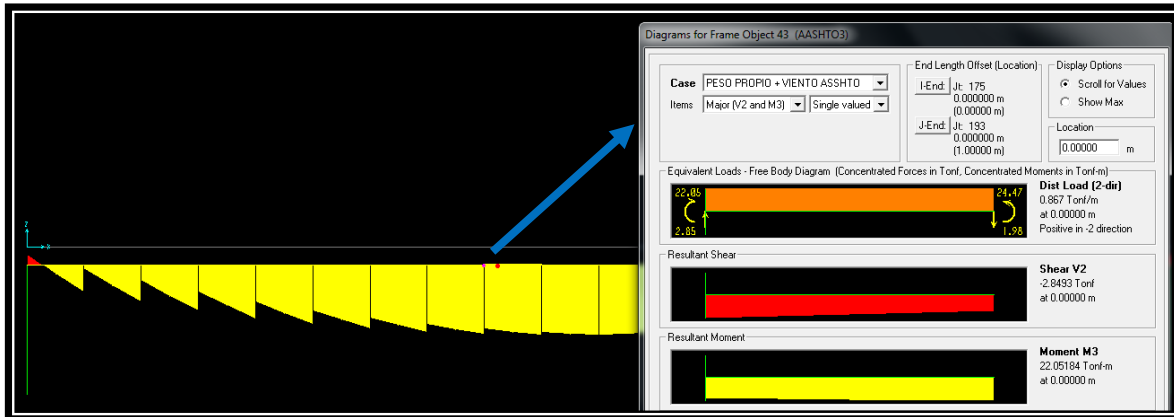


Figura V.4 Resultados del diagrama de momentos bajo la combinación de la AASHTO, elemento 175-193.

Para determinar la fuerza cortante máxima se analizaron los apoyos izquierdo y derecho, como se muestra en la siguiente figura.

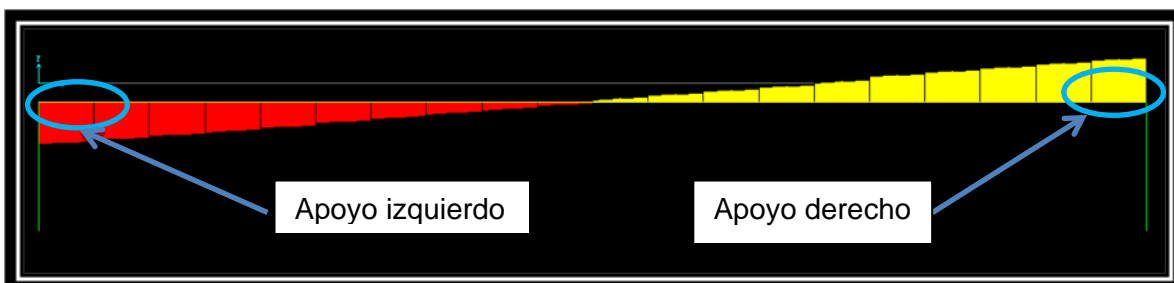


Figura V.5 Identificación de apoyos.

La siguiente tabla presenta un resumen de la fuerza cortante en el apoyo izquierdo del puente.

Tabla V.4 Fuerzas cortantes en el elemento 31-32.

SECCIÓN	ARTICULACIÓN	COMBINACIÓN	FUERZA CORTANTE Fz [t]	
			Fz [t]	Fx _{máx} [t]
APOYO IZQ.	31	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	14.570	
	32	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	-13.703	14.570
	31	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	13.533	
	32	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	-12.666	13.533
	31	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	14.364	
	32	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	-13.49	14.364
	31	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	16.327	
	32	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	-15.460	16.327
	31	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	14.376	
	32	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	-13.509	14.376
	31	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	15.373	
	32	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	-14.505	15.373

La tabla anterior muestra que la combinación peso propio más viento según el Canadiense 2, en la articulación 31, induce la mayor fuerza cortante. La fuerza cortante menor es inducida por la combinación sugerida por el código AASHTO.

De igual forma que en el apoyo izquierdo, la siguiente tabla muestra los resultados obtenidos de fuerza cortante en el apoyo derecho tras aplicar todas las combinaciones posibles para el elemento 193-211.

Tabla V.5 Fuerzas cortantes en el elemento 193-211.

SECCIÓN	ARTICULACIÓN	COMBINACIÓN	FUERZA CORTANTE Fz [t]	
			Fz [t]	Fxmáx [t]
APOYO DERECHO	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	-14.850	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA SCT	15.717	15.717
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	-13.132	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN LA AASHTO	13.999	13.999
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	-13.995	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 1	14.862	14.862
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	-16.041	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 2	16.908	16.908
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	-14.003	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 3	14.87	14.871
	193	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	-15.027	
	211	PESO PROPIO + VIENTO SEGÚN EL CANADIENSE 4	15.894	15.894

Como era de esperarse, la fuerza cortante máxima es inducida por la combinación de peso propio y viento según la Canadiense 2. La fuerza cortante máxima menor es inducida por la combinación sugerida por la norma AASHTO.

CONCLUSIONES

Los valores de las presiones obtenidas de acuerdo a las normatividades consideradas son muy similares entre sí, lo que provoca que las deformaciones sean muy parecidas, al igual que los elementos mecánicos; sin embargo estas pequeñas diferencias deberán ser consideradas para poder realizar decisiones en cuanto a disminuir o aumentar algunas propiedades de los elementos estructurales que componen al puente, lo anterior se verá reflejado en los costos de la estructura del puente.

Los análisis de resultados mostraron que tanto los desplazamientos como los elementos mecánicos más significativos, que pudieran llegar a dañar la estructura, son inducidos por la combinación de carga correspondiente a la normatividad Canadiense. Si se deseara diseñar en México con esta norma, los elementos estructurales podrían ser más robustos o con mayor capacidad para resistir las presiones comparados con los que se obtendrían al considerar la norma de la SCT.

Se observó que los desplazamientos más grandes se producen al centro del claro, en dirección del eje Z. Aunque este desplazamiento se encuentra en el rango de 7 a 9 mm debe ser considerado en el diseño del puente. Estos desplazamientos son inducidos por la combinación Canadiense, que toma en cuenta el peso propio y una carga uniformemente distribuida en el tablero del puente.

La deformación máxima obtenida en los resultados, se encuentra dentro del rango máximo permisible ($\Delta_{permisible} = 8.8 \text{ cm}$).

Se observó que la consideración de diafragmas ayuda a la estructura a soportar las cargas laterales inducidas por el viento, ya que estos elementos contribuyen a la rigidez de la misma.

La magnitud de los elementos mecánicos depende de la forma de aplicar las cargas, en algunos casos las combinaciones de carga que consideran fuerzas horizontales y verticales proporcionan los elementos mecánicos máximos, en otros casos los elementos mecánicos máximos son obtenidos al considerar combinaciones de carga con fuerzas verticales excéntricas.

RECOMENDACIONES

Aunque los desplazamientos verticales son muy pequeños se puede recomendar el empleo de una trabe AASTHO de diferente tipo, con mayor capacidad de la que se utilizó en esta tesis. Esta trabe proporcionará mayor rendimiento al disminuir los desplazamientos. Al considerar esta opción, se deberá tomar en cuenta las dimensiones de la nueva trabe ya que ésta aumentará los costos de la obra.

Si se requieren modificar las características de alguna trabe AASHTO, se deberá realizar un análisis detallado para no afectar sus propiedades originales.

Todas las estructuras deben de tener deformaciones pero en un rango determinado o permisible para su seguridad, si éstas exceden estos rangos, se recomienda realizar un análisis detallado de la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

Jorge Orozco (2001), **“Evolución de las cimentaciones de puentes construidos en México”**, Fundación ICA.

Monleón Cremades Salvador (1997), **“Ingeniería de puentes análisis estructural”**, Editorial Universidad Politécnica de Valencia.

Carlos Fernández Casado (1961), **“Puentes de Hormigón armado pretensado”**, Madrid, España.

Instituto Mexicano del Transporte IMTA, **“Seminario Internacional de puentes (memoria 24, 25 y 26 de octubre 1991)”**. México

Meseguer Ruiz J., Sanz Andrés Á., (2001) **“Aerodinámica civil Cargas de viento en las edificaciones”**, Instituto Universitario Ignacio Da Riva IDR/UPM ETIS Aeronáuticos, Universidad Politécnica de Madrid, España.

Normatividad Mexicana Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, México.

American Association of State Highway and Transportation Officials, (2007) **“AASHTO LRFD Bridge Desing Specifications”**, Estados Unidos.

David García Soto, Adrián Pozos Estrada y Roberto Gómez Martínez. Artículo **“Análisis de la confiabilidad de puentes sometidos a cargas de viento: implicaciones reglamentarias y de diseño”** (Normatividad canadiense).

APÉNDICE A. CÁLCULO DE LAS PRESIONES DEL VIENTO DE ACUERDO CON DIFERENTES NORMAS.

A.1 NORMATIVIDAD DE LA SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES (SCT).

MÉTODO ESTÁTICO

VELOCIDAD DE DISEÑO

La velocidad de diseño del viento, a partir de la cual se determinan los efectos que éste produce sobre la estructura se calcula con la ecuación:

$$V_D = F_T * F_\alpha * V_R$$

en donde:

V_D : Velocidad de diseño del viento, km/h.

F_T : Factor de topografía, que depende de las características del relieve del terreno circundante, (adimensional) y se determina con la tabla A.1.1

Tabla A.1.1 Factor de topografía (F_T) para el método estático.

SITIO	TOPOGRAFÍA	F_T
Protegidos	Bases de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados.	0.9
Normales	Terrenos prácticamente planos, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5 por ciento.	1.00
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10 por ciento, valles abiertos y litorales planos.	1.20
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10 por ciento, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	

Las condiciones de la Ciudad de México se asemejan a un sitio protegido con topografía de valle cerrado, para ello se escoge:

$$F_T = 0.9$$

F_α : Factor de exposición, que considera los efectos de la exposición local, el tamaño y altura de la estructura, (adimensional).

$$F_\alpha = F_c * F_{rz}$$

F_c : Factor de tamaño, (adimensional), que según el tamaño de la estructura (T_e) se toma de la tabla A.1.2.

Tabla A.1.2 Elementos para determinar el factor de exposición (F_α) para el método estático.

Categoría del terreno según su rugosidad	Exponente α			Altura δ [m]
	Tamaño de la estructura (T_e) (Máxima dimensión horizontal o vertical)			
	$T_e < 20m$	$20 \leq T_e < 50m$	$T_e \geq 50m$	
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	- - -

Como la altura de galibo de la estructura es de 10 m de altura, se tiene un factor de tamaño de:

$$T_e = 10m \therefore F_c = 1.00$$

F_{rz} : Factor de rugosidad, (adimensional), que depende del tamaño de la estructura (T_e), de la altura del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC) y de la rugosidad del terreno del lado del barlovento y que se calcula con las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
 F_{rz} &= 1.56(10/\delta)^\alpha & \text{Si} & \quad z \leq 10m \\
 F_{rz} &= 1.56(10/\delta)^\alpha & \text{Si} & \quad 10m < z < \delta \\
 F_{rz} &= 1.56 & \text{Si} & \quad z \leq \delta
 \end{aligned}$$

z : Altura del centro de gravedad del centro del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), en metros m.

δ : Altura a partir 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, en metros m.

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

Por lo que se tienen los parámetros siguientes:

$$z = 10m$$

Se pretende que la construcción sea en una zona urbana así que:

$$\alpha = 0.170$$

Correspondiente a una altura donde el viento es prácticamente constante de:

$$\delta = 455m$$

Realizando los correspondientes cálculos, el factor de rugosidad es:

$$F_{rz} = 1.56 * \left(\frac{10}{d}\right)^{\alpha} = 1.56 * \left(\frac{10}{455}\right)^{0.170} = 0.815$$

$$F_{rz} = 0.815$$

Por consiguiente como el factor de forma es:

$$F_c = 1$$

se puede calcular el factor de exposición:

$$F_{\alpha} = F_c * F_{rz} = 1 * 0.815 = 0.815$$

$$F_{\alpha} = 0.815$$

V_R : Velocidad regional del viento, en el sitio donde se ubica la estructura, en kilómetros divididos en una hora km/h. Es la máxima probable que puede presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una región del país. Ocurre a una altura de 10 m sobre la superficie de un terreno de campo abierto en lomerío con algunas obstrucciones y se determina según las isotacas para velocidades regionales del viento que se muestran en las figuras A.1.1 y A.1.2, correspondientes a periodos de retorno T_r .

$T_r = 200 \text{ años}$: Estructuras Tipo A: puentes sobre carreteras de 4 o más carriles.

$T_r = 50 \text{ años}$: Estructuras Tipo B: puentes sobre carreteras de 2 carriles.

$T_r = 10 \text{ años}$: Estructuras Tipo C: estructuras de corta duración.

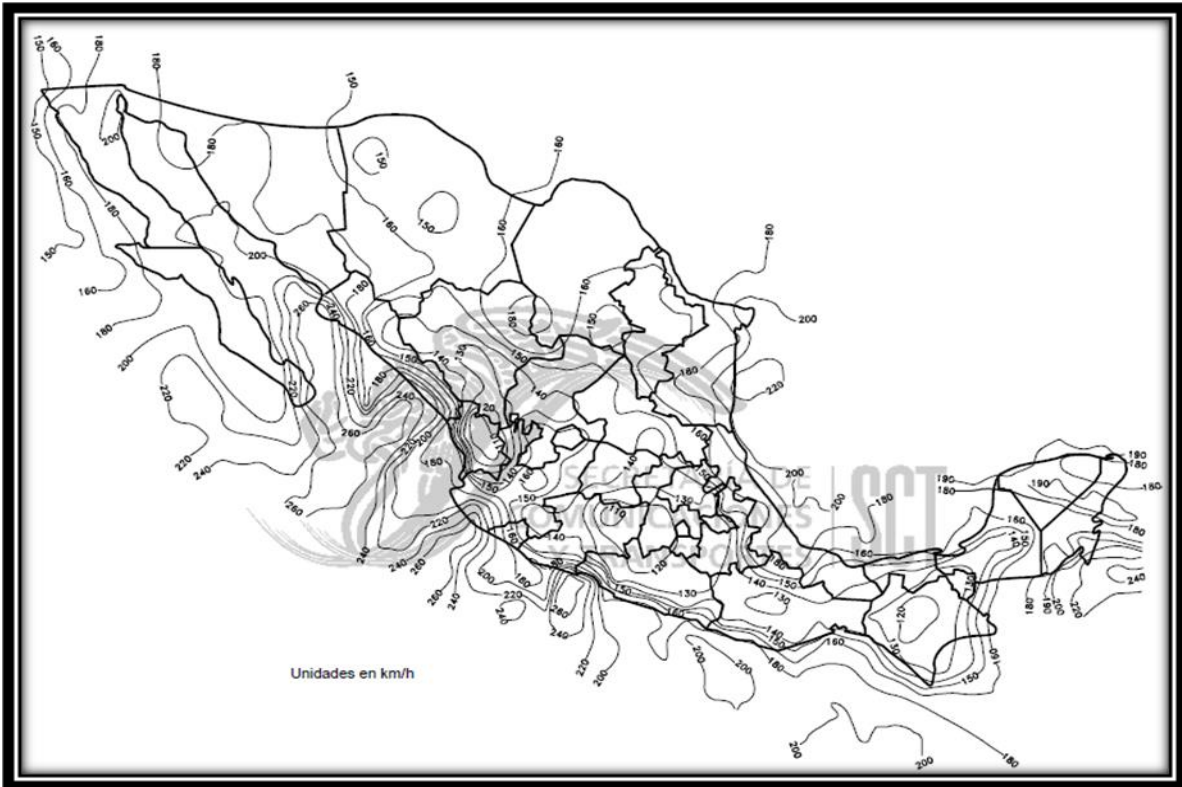


Figura A.1.1 Velocidades regionales del viento para estructuras Tipo A, con periodo de retorno de 200 años.

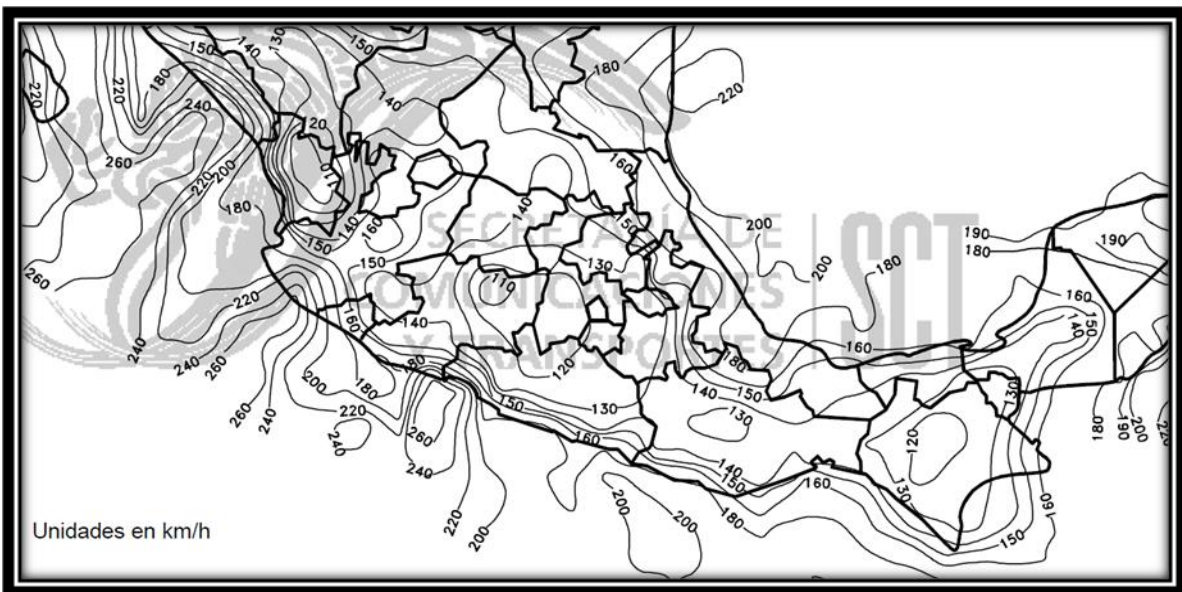


Figura A.1.2 Velocidad correspondiente a la isotaca de la Ciudad de México.

Como el puente se clasifica como tipo A, ya que pasa sobre cuatro carriles se tiene la siguiente clasificación de acuerdo con la figura A.1.2

$$T_r = 200 \text{ años}$$

$$V_r = 120 \text{ km/h}$$

Así pues, se obtiene la velocidad de diseño:

$$V_D = F_T * F_\alpha * V_r = 0.9 * 0.185 * 120 = 88.041 \text{ km/h}$$

$$V_D = 88.041 \text{ km/h}$$

PRESIÓN DINÁMICA DE BASE

La presión dinámica de base q_z a una altura z del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), es la presión que ejerce el flujo del viento sobre la superficie plana perpendicular a él, y se determina con la fórmula:

$$q_z = 0.049 * G * V_D^2$$

en donde:

q_z : Presión dinámica de base a la altura z , Pascales Pa .

Sabemos que: $1MPa = 1,000,000Pa = 1N/mm^2 = 10,197kgf/cm^2$

V_D : Velocidad de diseño del viento, determinada anteriormente, en kilómetros sobre hora km/h.

G : Factor de corrección por la altura sobre el nivel del mar, (adimensional), determinado con la siguiente expresión:

$$G = (8 + h_m) / (8 + 2h_m)$$

h_m : Altura sobre el nivel del mar del sitio de la estructura, en kilómetros km.

La Ciudad de México se encuentra a una altura sobre el nivel de mar aproximada de:

$$h_m = 2.240 \text{ km}$$

por lo que el factor de corrección por la altura es de:

$$G = \frac{8 + 2.240}{8 + 2 * 2.240} = 1.024$$

$$G = 1.024$$

Con esto la presión dinámica de base es:

$$q_z = 0.049 * G * V_D^2 = 0.049 * 1.024 * 88.041^2 = 388.928$$

$$q_z = 388.928 Pa$$

PRESIÓN ACTUANTE

La presión actuante p_z a una altura z del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de aguas de construcción (NAC), se obtiene con la expresión:

$$p_z = C_p * q_z$$

de donde:

p_z : es la presión actuante a la altura z , Pa .

C_p : es el coeficiente de presión que tiene los valores que se indican a continuación, (adimensional).

$C_p = 3$, para armaduras y arcos.

$C_p = 2$, para traveses y vigas.

q_z : Presión dinámica de base a la altura z , Pa .

El coeficiente de presión será de:

$$C_p = 2$$

Y la presión actuante quedará de la siguiente forma:

$$p_z = C_p * q_z = 2 * 388.928 = 777.855 Pa$$

$$p_z = 79.319 \frac{kgf}{m^2}$$

PRESIÓN ACTUANTE HORIZONTAL

De tal manera se deberá repartir la presión, para que se considere uniformemente distribuida a lo largo de la trabe AASHTO, que es donde actúa el viento en forma horizontal, por lo que tenemos la siguiente ecuación:

$$Fh = p_z * ha$$

en donde:

Fh : es la presión actuante horizontal, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

p_z : es la presión actuante, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

ha : es el peralte de la trabe AASHTO, en metros m .

El peralte de la trabe AASHTO tipo III es:

$$ha = 1.15m$$

Por ende, la presión actuante horizontal es:

$$Fh = p_z * ha$$

$$Fh = 79.319 * 1.15 = 0.101$$

$$Fh = 0.101 \frac{t}{m}$$

PRESIÓN ACTUANTE VERTICAL

Una vez calculada la presión actuante, la fuerza del viento sobre la superestructura se determina con p_z actuando normalmente al eje de la estructura en el sentido horizontal, conjuntamente con una carga vertical lineal (igual a $0.8 * p_z$ por el ancho en planta) orientada hacia arriba y actuando a 1/4 de la planta de la superestructura a partir de barlovento con la ecuación:

$$Fv = 0.8 * p_z * A_{tablero}$$

en donde:

Fv : es la presión actuante vertical, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

p_z : es la presión actuante, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

$A_{tablero}$: es el área del tablero, en metros cuadrados m^2 .

$$A_{tablero} = 6.9m^2$$

Por lo que la fuerza vertical será:

$$F_v = 0.8 * p_z * A_{\text{tablero}}$$
$$F_v = 0.8 * 79.319 * 6.9 = 0.483$$
$$F_v = 0.483 \frac{t}{m}$$

A.2 NORMATIVIDAD AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATIONS OFFICIALS (AASHTO)

CARGAS POR VIENTO

PRESIÓN HORIZONTAL DEL VIENTO

Para los puentes o partes de los puentes de más de 10 m por encima del suelo o por arriba del espejo de agua, la velocidad del viento de diseño, VDZ , debe ser ajustada de acuerdo a:

$$VDZ = 2.5 * V_0 * \left(\frac{V_{10}}{VB} \right) * Ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

En donde:

VDZ : Velocidad del viento de diseño en una elevación de diseño, en km/h.

V_{10} : Velocidad de viento en 10 m arriba del nivel de suelo por arriba del nivel de espejo de agua, en km/h.

V_{10} Deberá ser establecida para:

1. Velocidad del viento básico deberá estar disponible en los gráficos en ASCE 7-88 para varios intervalos recurrentes.
2. Sitios específicos, estudios de viento y
3. En ausencia de otro criterio, se asume que: $V_{10} = VB = 160 \text{ km/h}$

V_B : Velocidad de viento base de 160 km/h, en 10 m de altura, haciendo presiones de diseño (si se tiene algún estudio de velocidades regionales se aceptará como válida).

Z : Altura de la estructura en que las cargas de viento comienzan a calcularse como medidas a partir del nivel del suelo o para nivel de espejo de agua, >10 m.

V_0 : Velocidad de fricción, viento tomado por características meteorológicas, especificados en la tabla A.2.1.

Tabla A.2.1 Valores de V_0 y Z_0 para varias condiciones de la superficie aguas arriba.

CONDITION	OPEN COUNTRY	SUBURBAN	CITY
V_0 [km/h]	13.2	17.6	19.3
Z_0 [mm]	70	1,000	2,500

Z_0 : Longitud de fricción de aguas arriba del terreno, una característica del viento tomado como se muestra en la tabla A.2.1.

En las siguientes descripciones de condiciones "campo abierto, urbanos y ciudades" se selecciona de la Tabla A.2.1.

- a) Open country, terrenos abiertos con obstrucciones dispersas, presentando alturas generalmente menores que 10 m. Esta categoría incluye superficies planas y praderas.
- b) Suburban-Urban, áreas urbanas, áreas con árboles u otros terrenos con numerosos espacios cerrados presentando obstrucciones de multifamiliares o largas viviendas. Usando esta categoría deberá limitarse a aquellas áreas en que los terrenos prevalecientes en dirección de contraviento menos de 500 m.
- c) City, ciudades largas con menos de 50 % de edificios presentando alturas en exceso de 21 m. Usando ésta categoría deberá limitarse a aquellas áreas en que los terrenos prevalecientes en dirección de contraviento menos de 800 m. Posible presencia de turbulencia de aumento de presiones de velocidad debido a puentes o estructuras localizadas adyacentes deberán ser tomadas en cuenta.

La ciudad de México se puede clasificar en el inciso c) correspondiente a ciudades, por lo que los parámetros de la Tabla A.2.1 son:

$$V_0 = 19.3 \text{ km/h}$$

$$Z_0 = 2.5 \text{ m}$$

Con una altura de galibo de 10 m:

$$Z = 10 \text{ m}$$

Se tomará en cuenta la velocidad base de diseño del inciso 3, ya que no se cuenta con información suficiente:

$$V_{10} = 160 \frac{\text{km}}{\text{h}} \therefore VB = 160 \frac{\text{km}}{\text{h}}$$

De tal forma podremos calcular la velocidad de diseño del viento como:

$$VDZ = 2.5 * V_0 * \left(\frac{V_{10}}{VB} \right) * Ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

$$VDZ = 2.5 * 19.3 * \left(\frac{160}{160} \right) * Ln \left(\frac{10}{2.5} \right) = 66.88 \text{ km/h}$$

$$VDZ = 66.88 \text{ km/h}$$

PRESIÓN DE VIENTO EN ESTRUCTURAS

Si se justifica para las condiciones locales, una velocidad base de viento de diseño diferente puede ser seleccionada para combinaciones de carga donde no participa el viento en cargas vivas, a menos que se especifique de otro modo en el artículo 3.8.3 de la norma. En ausencia de más datos precisos, la presión de diseño de viento, en MPa es:

$$PD = PB * \left(\frac{VDZ}{VB} \right) = PB * \left(\frac{VDZ^2}{25,600} \right)$$

En donde:

PD: Presión del viento sobre la estructura, en kilogramos sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

PB: Presión de viento base, en MPa.

Tabla A.2.2 Presión de base *PB*, correspondiente a una $VB = 160\text{km} / h$

SUPERSTRUCTURE COMPONENT	WINDWARD LOAD, MPa	LEWARD LOAD, MPa
Trusses, columns and arches	0.0024	0.0012
Beams	0.0024	NA
Large flat surfaces	0.0019	NA

Podremos aplicar el renglón 2 para carga en el barlovento:

$$PB = 0.0024\text{MPa}$$

Siendo así la presión de viento:

$$PD = PB * \left(\frac{VDZ^2}{25,600} \right) = 0.0024 * \left(\frac{66.88}{25,600} \right)$$
$$PD = 102.311 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^2}$$

PRESIÓN HORIZONTAL

De tal manera se deberá repartir la presión, para que se considere uniformemente distribuida a lo largo de la trabe AASHTO, que es donde actúa el viento en forma horizontal, por lo que tenemos la siguiente ecuación:

$$Fh = PD * ha$$

En donde:

Fh: es la presión de viento horizontal, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

PD: es la presión de viento sobre las estructuras, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

ha: es el peralte de la trabe AASHTO, en metros m.

El peralte de la trabe AASHTO tipo III es:

$$ha = 1.15m$$

Por ende la presión actuante horizontal es:

$$Fh = PD * ha$$

$$Fh = 102.311 * 1.15 = 0.130$$

$$Fh = 0.130 \frac{t}{m}$$

PRESIÓN VERTICAL

Una vez calculada la presión PD , la fuerza del viento sobre a superestructura se determina con p_z actuando normalmente al eje de la estructura en el sentido horizontal, conjuntamente con una carga vertical lineal (igual a $0.8 * p_z$ por el ancho en planta) orientada hacia arriba y actuando a $1/4$ de la planta de la superestructura a partir de barlovento con la ecuación:

$$Fv = 0.8 * PD * A\text{tablero}$$

En donde:

Fv : es la presión actuante vertical, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

PD : es la presión actuante, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m^2 .

$A\text{tablero}$: es el ancho del tablero, en metros m .

$$A\text{tablero} = 6.9m$$

Por lo que la fuerza vertical será:

$$Fv = 0.8 * PD * A\text{tablero}$$

$$Fv = 0.8 * 181.887 * 6.9 = 1.107$$

$$Fv = 0.623 \frac{t}{m}$$

A.3 NORMATIVIDAD CANADIENSE (CAN/CSA-S6-06,2006)

Esta normatividad no proporciona velocidades, si no presiones de diseño, no obstante la presión de diseño media horario es la que se puede relacionar mediante la siguiente ecuación:

$$q = 0.05 * V^2$$

q : Presión de diseño media horaria, Pa.

q depende del periodo de retorno Tr y éste depende de la longitud del claro del puente, como se muestra a continuación:

$Tr = 100 \text{ años} : Claro \geq 125m$

$Tr = 50 \text{ años} : Claro \leq 125m$

V : Velocidad del viento media horaria.

La superestructura se diseña para cargas de viento verticales y horizontales actuando simultáneamente. Se asume que la dirección del viento debe ser perpendicular al eje de la superestructura recta, o perpendicular a un eje seleccionado en un puente curvo, de tal forma que se maximicen los efectos inducidos por el viento.

Para ser consistente con el clima de México, se seleccionó la velocidad de viento de la SCT:

$$V_{sct} = 88.041 \frac{km}{h}$$

Con esta velocidad se puede calcular la presión de diseño media horaria:

$$q = 0.05 * V^2$$

$$q = 0.05 * 88.041^2 = 707.8 Pa$$

$$q = 387.561 Pa$$

La fuerza horizontal por unidad de área (en elevación) que debe aplicarse a la superestructura se calcula con la ecuación:

$$Fh = q * C_e * C_g * C_h$$

q : es la presión de diseño media horaria, en Pa.

C_e : es el factor de exposición $C_e \geq 1$, se calcula con la tabla A.3.1 o ecuación.

C_g : es el factor de ráfaga para puentes que no son muy susceptibles a la acción del viento.

$C_g = 2$ Para claros <125 m excepto puentes con cables.

C_h : Factor de arrastre horizontal. Específicamente se tiene $C_h = 2$.

Para el coeficiente de exposición debemos hacer referencia a la altura del puente la cual es 10 m por lo cual será 1:

$$C_e = 1$$

Tabla A.3.1 Valores del coeficiente C_e de exposición al viento de acuerdo a la altura de la estructura.

COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN AL VIENTO	
ALTURA	COEFICIENTE DE EXPOSICIÓN
H[m]	C_e [1]
0 A 10	1
Por arriba de 10 A 16	1.1
Por arriba de 16 a 25	1.2
Por arriba de 25 a 37	1.3
Por arriba de 37 a 54	1.4
Por arriba de 54 a 76	1.5
Por arriba de 76 a 105	1.6

Como nuestra estructura tiene un claro menor que 125 m, el factor de ráfaga es de:

$$C_g = 2$$

El factor de arrastre horizontal es:

$$C_h = 2$$

La fuerza horizontal por unidad de área es igual a:

$$F_h = q * C_e * C_g * C_h = 387.561 * 1 * 2 * 2 = 158.056 \frac{kgf}{m^2}$$

$$F_h = 158.056 \frac{kgf}{m^2}$$

Si se requiere aplicar la fuerza horizontal por unidad de área a una trabe en forma distribuida deberá multiplicarse por el peralte de tal estructura:

$$Fhd = Fh * ha$$

En donde:

Fhd: es la presión de viento horizontal en forma distribuida, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m².

Fh: es la fuerza horizontal del viento sobre las estructuras, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m².

ha: es el peralte de la trabe AASHTO, en metros m.

El peralte de la trabe AASHTO tipo III es:

$$ha = 1.15m$$

Por ende la presión actuante horizontal es:

$$Fhd = Fh * ha$$

$$Fhd = 158.056 * 1.15 = 0.200$$

$$Fhd = 0.200 \frac{t}{m}$$

La fuerza vertical por unidad de área (en planta) que debe aplicarse a la superestructura se calcula con la ecuación:

$$Fv = q * Ce * Cg * Cv$$

E donde:

q: es la presión de diseño media horario, *Pa*.

Ce: es el factor de exposición *Ce* = 1, se calcula con la tabla A.3.1.

Cg: es el factor de ráfaga para puentes que no son muy susceptibles a la acción del viento

Cg = 2 Para claros <125 m excepto puentes con cables.

Cv: Factor de arrastre vertical. Específicamente este valor se toma como:

$$Cv = 1$$

Como en la fuerza horizontal son iguales los parámetros sabemos que:

$$Ce = 1$$

$$Cg = 2$$

De tal forma que podremos calcular la fuerza vertical:

$$F_v = q * C_e * C_g * C_v = 387.561 * 1 * 2 * 1 = 79.04 \frac{kgf}{m^2}$$

$$F_v = 79.04 \frac{kgf}{m^2}$$

La fuerza vertical por unidad de área en el tablero en forma distribuida deberá multiplicarse por el ancho de tal estructura:

$$F_{vd} = F_v * A_{tablero}$$

En donde:

F_{vd}: es la presión de viento vertical en forma distribuida, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m².

F_v: es la fuerza vertical del viento sobre las estructuras, en kilogramos fuerza sobre metro cuadrado kgf/m².

A_{tablero} es el ancho del tablero, en metros m.

El ancho del tablero es:

$$A_{tablero} = 6.9m$$

La presión actuante horizontal es:

$$F_{vd} = F_v * A_{tablero}$$

$$F_{vd} = 79.04 * 6.9 = 0.601$$

$$F_{vd} = 0.601 \frac{t}{m}$$

Las siguientes tablas presentan un resumen de las velocidades y presiones para cada normatividad.

Tabla A.3.2 Resumen de las velocidades y presiones según la normatividad.

NORMATIVIDAD	VELOCIDAD DE DISEÑO VD[km/h]		PRESIÓN DE VIENTO EN LAS ESTRUCTURAS PD[kgf/m ²]		
	ECUACIÓN	RESULTADO	ECUACIÓN	RESULTADO	
AASHTO	$VDZ = 2.5 * V_0 * \left(\frac{V_{10}}{VB}\right) * Ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$	89.185	$PD = PB * \left(\frac{VDZ}{VB}\right) = PB * \left(\frac{VDZ^2}{25,600}\right)$	102.311	
SCT	$V_D = F_T * F_\alpha * V_R$	88.041	$p_z = C_p * q_z$	79.319	
CANADIENSE	Se utiliza una de las dos anteriores	88.041	$q = 0.05 * V^2$	HORIZONTAL	VERTICAL
				158.056	79.04

Tabla A.3.3 Resumen de las presiones verticales y horizontales según la normatividad.

NORMATIVIDAD	PRESIÓN DE VIENTO EN LAS ESTRUCTURAS PD[kgf/m ²]		PRESIÓN DE VIENTO HORIZONTAL Fh O VERTICAL Fv[Tonf/m]	
	ECUACIÓN	RESULTADO	HORIZONTAL Fh	VERTICAL Fv
AASHTO	$PD = PB * \left(\frac{VDZ}{VB}\right) = PB * \left(\frac{VDZ^2}{25,600}\right)$	102.311	0.231	1.107
SCT	$p_z = C_p * q_z$	79.319	0.101	0.483
CANADIENSE	$q = 0.05 * V^2$	X	0.2	0.601

APÉNDICE B. ESTIMACIÓN DEL PESO PROPIO DEL PUENTE CON TRABES AASHTO

En este apéndice se presenta la estimación del peso propio del puente analizado, con el objetivo de compararlo con el obtenido en el modelo matemático.

Para calcular el peso de las traves AASHTO se empleó la siguiente ecuación:

$$W_{ppta} = W_{ppt} * N_t$$

en donde:

W_{ppt} : es el peso propio de una trabe AASHTO.

N_t : es el número de traves.

Para el cálculo del peso propio de una viga se utiliza la fórmula:

$$W_{ppta} = V_t * W_{vc}$$

En donde:

V_t : es el volumen de la trabe.

W_{vc} : es el peso volumétrico del concreto.

Para el volumen de la viga necesitamos el área transversal att y la longitud L del elemento:

$$att = 0.363m^2$$

$$L = 20m$$

El volumen de la trabe es:

$$V_t = att * L$$

$$V_t = 0.363 * 20 = 7.258$$

$$V_t = 7.258m^3$$

El peso volumétrico del concreto es:

$$W_{vc} = 2.4 \frac{t}{m^3}$$

por lo que podremos calcular el peso propio de una viga como:

$$W_{ppt} = V_t * W_{vc}$$

$$W_{ppt} = 7.258 * 2.4 = 17.419$$

$$W_{ppt} = 17.419t$$

Por último, como se tiene un sistema de cinco traves:

$$N_t = 5$$

El peso propio total de las traves es:

$$W_{pptt} = W_{ppt} * N_t$$

$$W_{pptt} = 17.419 * 5 = 87.096$$

$$W_{pptt} = 87.096t$$

El peso propio de la losa de concreto se calculó con la siguiente expresión:

$$W_{ppl} = V_l * W_{vc}$$

en donde:

V_l : es el volumen de la losa de concreto.

W_{vc} : es el peso volumétrico del concreto.

Para el volumen de la losa de concreto tenemos que:

$$V_l = alt * L_c$$

Por tal motivo:

alt : es el área transversal de la losa.

L_c : es la longitud del carril. (Longitud total de la estructura).

$$L_c = 20m$$

El área transversal de la losa es:

$$alt = e * ac$$

donde e es el espesor de la losa y ac es el ancho de los carriles.

$$e = 0.25m$$

$$ac = 5.4m$$

El área transversal es igual a:

$$alt = e * ac$$

$$alt = 0.25 * 5.4 = 1.35$$

$$alt = 1.35m^2$$

Con estos datos podemos calcular el volumen de la losa de la siguiente manera:

$$Vl = alt * Lc$$

$$Vl = 1.35 * 20 = 27$$

$$Vl = 27m^3$$

Finalmente se calcula el peso propio de la losa como:

$$Wppl = Vl * Wvc$$

$$Wppl = 27 * 2.4 = 64.8$$

$$Wppl = 64.8t$$

Posteriormente se calcula el peso propio de las banquetas o camellones extremos, los cuales se podrán dividir en dos secciones para que sea más sencillo:

$$Wppb = atb * Lb * Nb * Wvc$$

en donde:

atb : es el área transversal de banquetas, que se calculará con:

$$atb = a1 + a2$$

y donde $a1$ es el área transversal de la sección 1 y $a2$ de la sección 2, como se muestra en la figura, para su cálculo necesitamos:

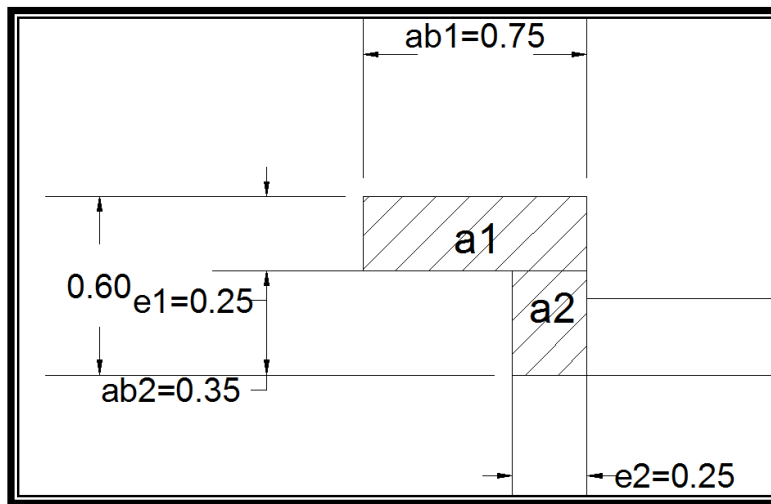


Figura B.1.1 Sección transversal de banquetas.

Espesor: $e1 = 0.25m$

Ancho: $ab1 = 0.75m$

$$a1 = e1 * ab1$$

$$a1 = 0.25 * 0.75 = 0.188$$

$$a1 = 0.188m^2$$

Espesor: $e2 = 0.25m$

Ancho: $ab2 = 0.35m$

$$a2 = e2 * ab2$$

$$a2 = 0.25 * 0.35 = 0.088$$

$$a2 = 0.088m^2$$

por lo que:

$$atb = a1 + a2$$

$$atb = 0.188 + 0.088$$

$$atb = 0.275m^2$$

Después se tiene el número de banquetas $Nb = 2$, así como también la longitud de cada una de ellas $Lb=20\text{ m}$ y el peso volumétrico del concreto $Wvc=2,400\text{ kg/m}^3$ por lo que se tiene:

$$Wppb = atb * Lb * Nb * Wvc$$

$$Wppb = 0.275 * 20 * 2 * 2.4 = 26.4$$

$$Wppb = 26.4t$$

El cálculo de todo el peso propio del puente se realizará sumando todos los pesos estimados:

$$Wppp = Wpplt + Wppl + Wppb$$

$$Wppp = 87.096 + 64.8 + 26.4 = 178.296t$$

$$Wppp = 178.296t$$

$$Wpppteórico = 178.296t$$

Del programa SAP2000 se obtuvo un peso propio igual a:

$$Wppp = 178.296t$$

$$Wppp_{\text{experimental}} = 179.928t$$

El porcentaje de error se calculó con la siguiente ecuación:

$$\%error = \left| \frac{VT - VE}{VT} \right| * 100\%$$

en donde:

$\%error$: es el porcentaje de error.

VT : es el valor teórico, el que se calculó.

VE : es el valor experimental, el que proporciona el programa.

El error es:

$$\%error = \left| \frac{VT - VE}{VT} \right| * 100\%$$

$$\%error = \left| \frac{Wpppteórico - Wppexperimental}{Wpppteórico} \right| * 100\%$$

$$\%error = \left| \frac{178.296 - 179.928}{178.296} \right| * 100\% = 0.915\%$$

$$\%error = 0.92\%$$

El error obtenido es menor al 1%, por lo que se valida que las características de los elementos estructurales empleadas en la modelación matemática son las correctas.

APÉNDICE C. ESTIMACIÓN DEL PERIODO NATURAL DEL PUENTE MODELADO

De igual manera que en el apéndice B, en esta sección se estima el periodo natural de la estructura.

El periodo de vibrar se define como:

$$T = \frac{1}{f}$$

En donde:

T : es el periodo natural de la estructura, en segundos [s]. (Periodo es el tiempo que tarda una estructura en desplazarse de un lado a otro a causa de una fuerza externa).

f : es la frecuencia, en *Hertz* [Hz]. Equivalente a 1/s que se calcula con la fórmula siguiente:

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

Para calcular la frecuencia debemos recurrir a la ecuación de la frecuencia angular:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

En donde:

k : es la rigidez de la estructura, en t/m que resulta de:

$$k = \frac{Ft}{\Delta m_{\acute{a}x}}$$

Donde:

Ft : La fuerza total, en t.

$\Delta m_{\acute{a}x}$: El desplazamiento máximo, obtenido a partir del modelo, en m.

$$\Delta m_{\acute{a}x} = 1.137m$$

La fuerza total aplicada a la estructura es:

$$F_t = F_v * L_c$$

Donde:

F_v : la fuerza del viento, en t/m.

$$F_v = 180 \frac{t}{m}$$

L_c : La longitud del claro del puente, en m.

$$L_c = 20m$$

Por lo que:

$$F_t = F_v * L_c$$

$$F_t = 180 * 20 = 3,600$$

$$F_t = 3,600t$$

La rigidez del puente es:

$$k = \frac{F_t}{\Delta m_{\acute{a}x}}$$

$$k = \frac{3,600}{1.137} = 3,166$$

$$k = 3,166 \frac{t}{m}$$

Además tenemos que:

m : es la masa del puente, en t*s²/m. Calculada con la siguiente fórmula:

$$m = \frac{W_{ppp}}{g}$$

Donde:

W_{ppp} : es el peso propio del puente, calculado en el Apéndice B.

$$W_{ppp} = 179.920t$$

g : es la aceleración de la gravedad, en m/s^2 .

$$g = 9.81 m / s^2$$

La masa se calcula como:

$$m = \frac{W_{ppp}}{g}$$

$$k = \frac{179.920}{9.81} = 18.347$$

$$m = 18.347 t * s^2 / m$$

La frecuencia angular es igual a:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{3,166}{18.347}} = 13.136$$

$$\omega = 13.136 \frac{rad}{s}$$

Así pues se calcula la frecuencia en Hz se calcula como:

$$f = \frac{\omega}{2\pi}$$

$$f = \frac{13.136}{2\pi} = 2.091$$

$$f = 2.091 \frac{1}{s}$$

Finalmente, el periodo natural de la estructura es:

$$T = \frac{1}{f}$$

$$T = \frac{1}{2.091} = 0.478$$

$$T = 0.478s$$

$$T_{teórico} = 0.478s$$

El periodo de la estructura obtenido del programa SAP2000 es:

$$T_{experimental} = 0.395s$$

El porcentaje de error se estimó con la siguiente ecuación:

$$\%error = \left| \frac{VT - VE}{VT} \right| * 100\%$$

Donde:

%error: es el porcentaje de error.

VT: es el valor teórico, el que se calculó.

VE: es el valor experimental, el que proporciona el programa.

El error es:

$$\%error = \left| \frac{VT - VE}{VT} \right| * 100\%$$

$$\%error = \left| \frac{T_{teórico} - T_{experimental}}{T_{teórico}} \right| * 100\%$$

$$\%error = \left| \frac{0.478 - 0.395}{0.478} \right| * 100\% = 17.417\%$$

$$\%error = 17.417\%$$

En términos ingenieriles, el error estimado es aceptable. Es importante hacer notar que el empleo de otro método para estimar el periodo fundamental del puente podría mejorar la estimación, aunque esto está fuera de los alcances del presente estudio.