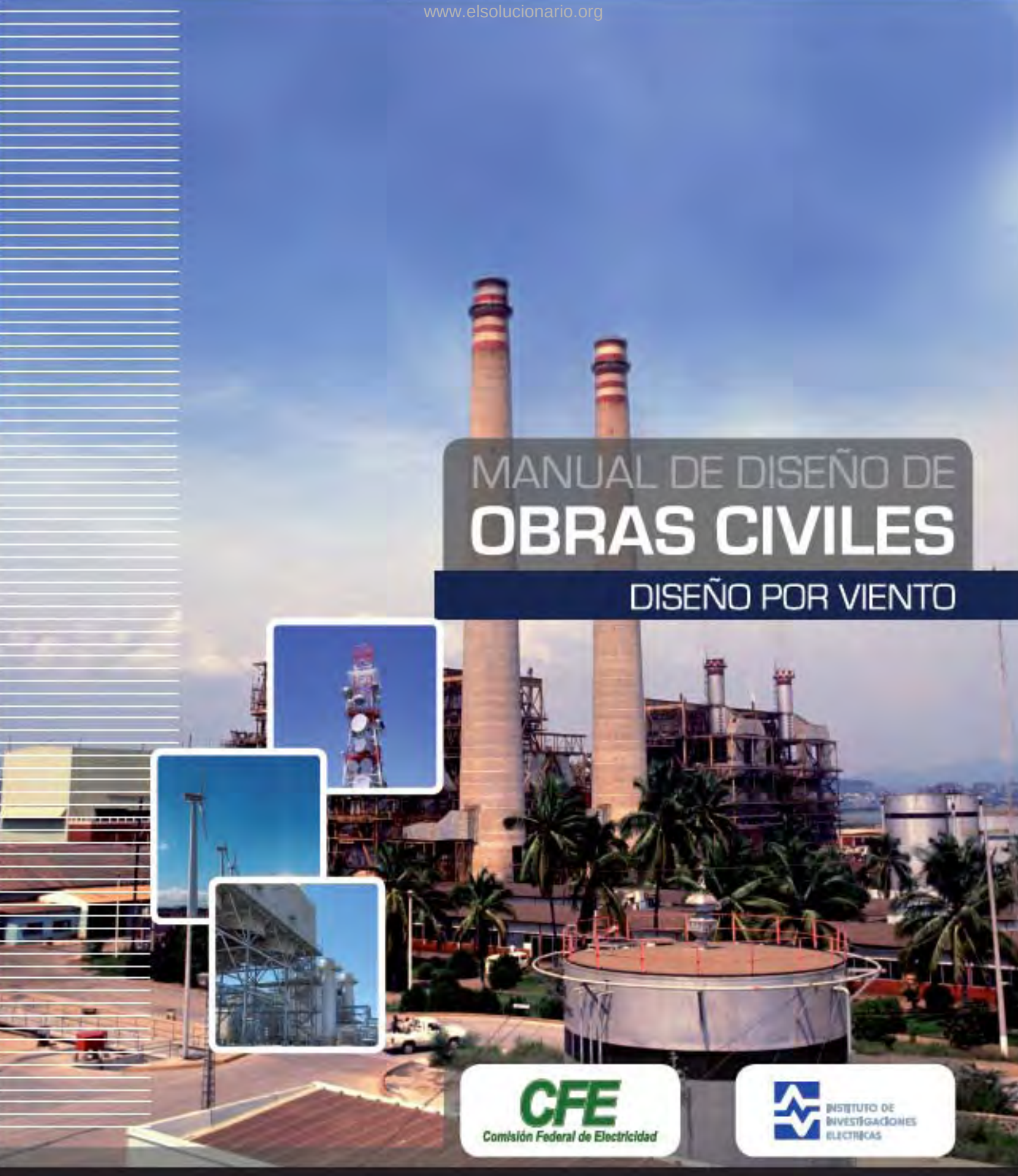
www.elsolucionario.org

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

DISEÑO POR VIENTO



CFE
Comisión Federal de Electricidad

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELÉCTRICAS

MÉXICO | 2008

Find your solutions manual here!

WWW.ELSOLUCIONARIO.ORG

Libros Universitarios en formatos electrónicos con Solucionarios y más.

Si quiere obtener más textos como este, en formatos digitales, lo invitamos a visitarnos en: http://www.elsolucionario.org. Allí encontrará todos los textos para sobresalir en sus estudios.

¿Sabías que un **SOLUCIONARIO** contiene TODOS los problemas del libro resueltos y explicados paso a paso, de forma clara? Visitanos para **descargar gratis** estos archivos en versiones PDF, Djavu y ePub.

Análisis Numérico Transferencia de Calor Máquinas Eléctricas Quimica
Matemáticas Avanzadas Física Moderna Mecánica de Fluidos Métodos Numéricos
Economía Investigación Operativa Math Electromagnetismo Geometría
Algebra Lineal Estadística Physics Computer Science Cálculo Biology
Chemistry Termodinámica Mecánica Vectorial Circuitos Civil Engineering Fisica
Comunicaciones Álgebra Análisis Numérico Electrónica Mechanical Engineering
Business Control Electrical Engineering Ecuaciones Diferenciales
Dispositivos Electrónicos Estadística y Probabilidad Física Cuantica Microeconomía

LIBROS Y SOLUCIONARIOS

El complemento ideal para estar preparados para los exámenes!

Subscribe RSS Find on Facebook Follow my Tweets

WWW.ELSOLUCIONARIO.ORG

Encuentra en nuestra página los Textos Universitarios que necesitas para aprobar tus estudios!

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

DISEÑO POR VIENTO

MÉXICO | 2008

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

DIRECTORIO

Ing. Alfredo Elías Ayub
Director General

Dr. Florencio Aboytes García
Subdirector de Programación

Lic. Manuel Garza González
Coordinador del Programa de Ahorro de Energía del Sector Eléctrico

Ing. Néstor Moreno Díaz
Director de Operación

Ing. Luis Carlos Hernández Ayala
Subdirector de Generación

Ing. Jesús A. Buentello García
Subdirector de Energéticos y Seguridad

Ing. Noé Peña Silva
Subdirector de Transmisión

Ing. José Abed Valdez Campoy
Subdirector de Distribución

Ing. Gustavo Alonso Salvador Torres
Subdirector del Centro Nacional de Control de Energía

Lic. Fernando José Bueno Montalvo
Director de Administración

Lic. Francisco Javier Santoyo Vargas
Director de Finanzas

Ing. Rodolfo Nieblas Castro
Director de Modernización y Cambio Estructural

Ing. Eugenio Laris Alanís
Director de Proyectos de Inversión Financiada

Ing. Alberto Ramos Elorduy
Subdirector de Desarrollo de Proyectos

Lic. Carlos Ortíz y Farfán
Subdirector de Contratación de Proyectos de Inversión Financiada

Ing. Benjamín Granados Domínguez
Subdirector de Proyectos y Construcción

Dr. Humberto Marengo Mogollón
Coordinador de Proyectos Hidroeléctricos

Fís. Juan Manuel Rodríguez Álvarez
Coordinador de Proyectos Termoeléctricos

Ing. César Fernando Fuentes Estrada
Coordinador de Proyectos de Trasmisión y Transformación

Ing. Gustavo Arvizu Lara
Gerente de Estudios de Ingeniería Civil

Ing. Jesús Enrique Mena Sandoval
Subgerente de Comportamiento de Estructuras

Lic. Rubén López Magallanes
Órgano Interno de Control

www.elsolucionario.org

PRÓLOGO

El Manual de Diseño de Obras Civiles, desde su primera edición en 1969, incorpora los conocimientos tecnológicos y experiencia fruto del intenso trabajo de ingenieros y especialistas de la Comisión Federal de Electricidad, y de investigadores mexicanos de universidades y centros de investigación, derivados del diseño, ejecución y operación de las obras que realiza la CFE.

Durante su vida, el Manual ha sido objeto de revisiones totales y parciales, hasta llegar a ser un documento de referencia indispensable para muchas de las obras de ingeniería que se construyen en el país y en Latinoamérica. El total de capítulos del Manual constituyen una obra de dimensiones incalculables para la ingeniería mexicana, ya que refleja lo mejor de sus experiencias y conocimientos. Su amplio contenido de vanguardia lo han convertido además en un texto complementario en universidades y centros educativos de las áreas de ingeniería.

La presente edición revisada del capítulo de Diseño por Viento incorpora los datos y experiencias de fuertes ciclones que han afectado a la República Mexicana y a otros países en los últimos años, así como los resultados de numerosos estudios de sus efectos en estructuras modernas, y constituye un ejemplo más del esfuerzo que la Comisión Federal de Electricidad realiza para consolidarse como una empresa de clase mundial.

Ing. Benjamín Granados Domínguez

Subdirector de Proyectos y Construcción

México, D.F., diciembre de 2008

COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

SECCIÓN C. ESTRUCTURAS

TEMA 1. CRITERIOS DE DISEÑO

CAPÍTULO 4

DISEÑO POR VIENTO

Elaboración	Dr. Alberto López López	(1)
	M. I. Celso Joaquín Muñoz Black	(1)
	Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha	(1)
Colaboración	M. C. Alonso Alvarado González	(1)
	Ing. Armandina Edna Alanís Velázquez	(1)
	L. I. Erick Martín del Campo Castrejón	(1)
	M. I. Jorge Iván Vilar Rojas	(1)
	M. C. María de Jesús Vergara Pineda	(1)
	L. S. C. Rosa María Rodríguez Soberanes	(1)
Colaboración Externa	Dr. David de León Escobedo	(2)
	Dr. Hugo Hernández Barrios	(3)
	Dr. Jorge Sánchez Sesma	(5)
Comité Técnico de CFE	Ing. Elisa Andrade Ocádiz	(4)
	Ing. Federico M. Hach Gómez Llanos	(4)
	Ing. Fernando de Artola Noble	(4)
	Ing. Francisco Navarrete Alemán	(4)
	Ing. Gherman Castellanos Román	(4)
	Ing. José Francisco Fernández Romero	(4)
	Ing. Leodegario Sansón Reyes	(4)
	Ing. Luis Enrique Hernández Cruz	(4)
	Ing. Martín Sánchez Muñoz	(4)
Coordinación	Ing. Enrique Mena Sandoval	(4)
	Dr. Vicente Alfredo Guerrero Flores†	(1)
Revisión Técnica	Dr. Luis Esteva Maraboto	(6)
	Dr. Mario Gustavo Ordaz Schroeder	(6)
	Prof. Neftalí Rodríguez Cuevas	(6)

(1) *Instituto de Investigaciones Eléctricas.*
(2) *Universidad Autónoma del Estado de México.*
(3) *Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.*
(4) *Comisión Federal de Electricidad.*
(5) *Consultor en Ingeniería Eólica.*
(6) *Instituto de Ingeniería,*
Universidad Nacional Autónoma de México.

Diseño de Portada: Nadia Carolina Rodríguez Ledezma y Departamento de Difusión, IIE

Agradecimientos

Esta obra ha sido elaborada gracias al apoyo y aportación financiera de la Coordinación de Proyectos de Transmisión y Transformación y de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, de la Comisión Federal de Electricidad.

In memóriam

La realización de la actualización del Capítulo de Diseño por Viento, fue gracias al impulso tenaz y perseverante del Dr. Vicente Alfredo Guerrero Flores quien fuera Gerente de Ingeniería Civil del Instituto de Investigaciones Eléctricas y coordinador de estos trabajos. Con gran reconocimiento de sus amigos y colaboradores se concluyó la presente obra.

www.elsolucionario.org

Derechos reservados por: Comisión Federal de Electricidad. Río Ródano núm. 14, Col. Cuauhtémoc, Del. Cuauhtémoc, C. P. 06598, México, D. F. Esta edición y sus características son propiedad de la Comisión Federal de Electricidad, México.

Impreso en México, 2008 *Copyright 2008.*

PREFACIO

MANUAL DE DISEÑO POR VIENTO, EDICIÓN 2008

Desde la edición de 1993 del Manual de Diseño por Viento se ha presentado un importante avance en el desarrollo de metodologías para una mejor estimación de las acciones inducidas por el viento y sus efectos sobre las construcciones. Por otra parte, el incremento en pérdidas de vidas humanas, daños materiales e interrupción de servicios esenciales, ocasionados por vientos fuertes y huracanes que predominan en México, motivó la actualización de las técnicas empleadas para encaminarlas a optimizar el diseño y desempeño de las estructuras ante dichos efectos producidos por el viento.

Para esta edición se ha realizado una revisión exhaustiva en materia de investigación y estandarización a nivel internacional dando como resultado la actualización de los criterios de diseño por viento.

La base de datos de los vientos máximos en el país con que cuenta el Instituto de Investigaciones Eléctricas ha sido actualizada y ampliada gracias a los registros de las estaciones meteorológicas del Servicio Meteorológico Nacional; además, para contar con más datos de vientos en nuestras fronteras, estos se complementaron con los de las estaciones del *National Meteorological Service* de Belice y de la *National Oceanic and Atmospheric Administration* (NOAA) de los Estados Unidos de América. Asimismo, la NOAA suministró los datos correspondientes a los huracanes ocurridos tanto en las costas del Pacífico como en las del Atlántico y del Caribe.

El análisis probabilista de esta base de datos, ha permitido establecer una mejor estimación del peligro por viento en México, el cual es presentado en nuevos mapas de isotacas.

Con la finalidad de mejorar la seguridad de las estructuras ante el viento, se ha aplicado el criterio de Diseño Óptimo, en el cual se busca minimizar los costos de las pérdidas para diferentes niveles de importancia de las estructuras, obteniendo por primera vez, tanto nacional como internacionalmente, mapas de velocidades óptimas.

Dadas las fluctuaciones aleatorias de la presión del viento debidas a la turbulencia del mismo y a las características aerodinámicas de los diferentes tipos de estructuras, sus efectos se han establecido con base en la definición de coeficientes de forma y factores de respuesta dinámica.

En esta nueva edición del Manual de Diseño por Viento ha participado un grupo de expertos mexicanos en la materia cuya contribución enriquece el conocimiento de la ingeniería de viento en México con el fin de lograr diseños estructurales por viento más confiables y óptimos.

Este manual se ha convertido sin lugar a dudas en una obra de consulta de gran relevancia para la práctica, la enseñanza y la investigación a nivel mundial, siendo esto posible gracias al apoyo de la Comisión Federal de Electricidad.

Dr. Alberto López López
Gerencia de Ingeniería Civil
Instituto de Investigaciones Eléctricas
Diciembre, 2008

www.elsolucionario.org

CONTENIDO

TOMO I RECOMENDACIONES

4.1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO 1

4.1.1 ALCANCE 1
4.1.2 REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 2
4.1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA 4
4.1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO 6
4.1.5 ACCIONES DEL VIENTO QUE DEBEN CONSIDERARSE 7
4.1.6 PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR LAS ACCIONES GENERADAS POR VIENTO 9
4.1.7 UNIDADES 9

4.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D 1

4.2.1 CATEGORÍAS DE TERRENOS SEGÚN SU RUGOSIDAD 1
4.2.2 MAPAS DE ISOTACAS. VELOCIDAD REGIONAL, V_R. 3
4.2.2.1 VELOCIDAD REGIONAL PARA UN PERIODO DE RETORNO FIJO 3
4.2.2.2 VELOCIDAD REGIONAL ÓPTIMA 7
4.2.3 FACTOR DE EXPOSICIÓN, F_{rz} 10
4.2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA, F_T 11
4.2.5 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z 15
4.2.6 PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, p_z 16
4.2.7 FUERZA ACTUANTE EN ESTRUCTURAS 17

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO 1

4.3.1 LIMITACIONES 1
4.3.2 PRESIONES Y FUERZAS DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL VIENTO 2
4.3.2.1 Fuerzas sobre construcciones cerradas 2
4.3.2.2 Construcciones de techos horizontales con extremos inclinados 19
4.3.2.3 Construcciones con techos de claros múltiples ($\gamma < 60°$) 20
4.3.2.4 Construcciones con cubierta de arco circular 22
4.3.2.5 Techos aislados 28
4.3.2.6 Toldos y cubiertas adyacentes a construcciones cerradas 33
4.3.2.7 Techos en voladizo 35
4.3.2.8 Letreros y muros aislados 37
4.3.2.9 Silos y tanques cilíndricos 40
4.3.2.10 Fuerzas en miembros individuales 44
4.3.2.11 Chimeneas y torres 50
4.3.2.12 Torres de telecomunicaciones y accesorios 53

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO 1

4.4.1. LIMITACIONES 1
4.4.2. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA, V'_D 3
4.4.2.1 Factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz} 3
4.4.3. PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, p_z 4
4.4.4. FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS Y CILÍNDRICAS 5
4.4.4.1 Factor de amplificación dinámica para estructuras prismáticas 5
4.4.4.2 Factor de amplificación dinámica para estructuras cilíndricas 12

4.4.5. FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS 14
4.4.5.1 Factor de amplificación dinámica para torres de celosía autosoportadas 15
4.4.6. RESPUESTA DINÁMICA DE CUBIERTAS DEFORMABLES CON FORMA CÓNICA 20
4.4.7. FUERZAS EQUIVALENTES PERPENDICULARES A LA DIRECCIÓN DEL VIENTO. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS. 22
4.4.7.1 Velocidad crítica de vórtices periódicos, $V_{crít}$ 23
4.4.7.2 Fuerzas debidas al desprendimiento de vórtices periódicos 23
4.4.7.3 Máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, $Y_{F,máx}$ 24
4.4.7.4 Recomendaciones para disminuir las vibraciones debidas al desprendimiento de vórtices periódicos 27
4.4.8. INESTABILIDAD AEROELÁSTICA 27

APÉNDICES

4A COEFICIENTES DE FUERZA Y ARRASTRE 1
4A.1 INTRODUCCIÓN 1
4A.2 ELEMENTOS CON FORMA CILÍNDRICA O PRISMÁTICA CON ARISTAS REDONDEADAS 1
4A.3 ELEMENTOS CON FORMA PRISMÁTICA CON ARISTAS AGUDAS 1
4A.4 ELEMENTOS CON FORMA PRISMÁTICA RECTANGULARES 3
4A.5 PERFILES ESTRUCTURALES 5
4A.6 FACTOR DE CORRECCIÓN POR RELACIÓN DE ESBELTEZ 5
4A.7 COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA ANTENAS DE MICROONDAS 7

4B INESTABILIDAD AEROELÁSTICA Y CONDICIONES DE SERVICIO 1
4B.1 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA 3
4B.1.1 Galopeo 3
4B.1.2 Galopeo en cilindros acoplados 5
4B.1.3 Galopeo por interferencia de dos o más cilindros individuales 6
4B.2 CONDICIONES DE SERVICIO 8
4B.2.1 Máximo desplazamiento en la dirección longitudinal 8
4B.2.2 Aceleración máxima en la dirección longitudinal 10

4C VELOCIDADES REGIONALES 1
Tabla C.1 VELOCIDADES REGIONALES DE LAS CIUDADES MÁS IMPORTANTES 1
Tabla C.2 UBICACIÓN, ALTITUD Y TEMPERATURA MEDIA ANUAL DE LAS CIUDADES MÁS IMPORTANTES 6

4D NOMENCLATURA 1
4D.1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO 1
4D.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D 1
4D.3 ANÁLISIS ESTÁTICO 3
4D.4 ANÁLISIS DINÁMICO 9

NOTA: Los Tomos II de Comentarios y III de Ayudas de Diseño, así como el Sistema Viento, se proporcionan de manera digital. Las referencias se encuentran en el Tomo de Comentarios.

4.1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO

4.1.1 ALCANCE

En este capítulo se presentan los procedimientos necesarios para determinar las velocidades por viento en la República Mexicana y las fuerzas mínimas correspondientes, que deben emplearse para el diseño eólico de los tipos de estructuras que aquí se describen.

Construcciones especiales, tales como puentes, estructuras marinas alejadas de las costas y torres de transmisión, quedan fuera del alcance de este capítulo y deberán diseñarse conforme a los lineamientos establecidos en la literatura técnica para cada estructura o por expertos mediante estudios experimentales que comprueben su seguridad y buen funcionamiento.

En la determinación de las velocidades del viento, sólo se consideraron aquellos efectos producidos por las tormentas que ocurren normalmente durante el año en todo el país y los causados por huracanes en las costas del Pacífico, del Golfo de México y del Caribe. No se consideró la influencia de los vientos generados por tornados ni por tormentas locales de corta duración, debido a que existe escasa información al respecto y por estimarlos como eventos de baja ocurrencia que sólo se presentan en pequeñas regiones del norte del país, particularmente y en orden de importancia, en los estados de Coahuila, Nuevo León, Chihuahua y Durango. Por esta razón, en aquellas localidades en donde se considere que los efectos de los tornados y las tormentas locales sean significativos, deben tomarse las provisiones necesarias para su estimación. En Simiu y Scanlan (1996) y Holmes (2007), se establecen los lineamientos para evaluar dichos efectos.

Es importante señalar que las recomendaciones aquí presentadas deben aplicarse para determinar la seguridad del sistema de la estructura principal y de sus partes, ante las acciones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción y que se transmiten a dicho sistema.

Asimismo, estas recomendaciones se aplican en el diseño local de los elementos expuestos de manera directa a la acción del viento, tanto los que forman parte del

www.elsolucionario.org

sistema estructural, como cuerdas y diagonales, como los que constituyen sólo su recubrimiento, por ejemplo, láminas de cubiertas, elementos de fachada y vidrios.

4.1.2 REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Los requisitos generales que a continuación se listan, son aplicables al análisis y diseño de estructuras sometidas a la acción del viento y deberán considerarse como los mínimos recomendados. Las recomendaciones particulares que se mencionan en los otros capítulos de este manual, correspondientes a estructuras específicas (**Sección C**, **Tema 2**, **Capítulos 3** a **7**) complementan a las de este capítulo y son aplicables si son versiones posteriores a la del presente capítulo.

Las variables que deben considerarse como requisitos, para resistir la acción del viento, son:

a) Dirección de análisis. Las construcciones se analizarán de manera que el viento pueda actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre sí. Se elegirán aquéllas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura (o parte de la misma) en estudio, tomando en cuenta la rugosidad del terreno según la dirección del viento. Para definir la rugosidad del terreno alrededor del sitio de desplante, deben considerarse los obstáculos y construcciones de los alrededores.

b) Factores de carga y resistencia. Se seguirán los lineamientos establecidos en este manual, **Sección C (Estructuras)**, **Tema 1**, **Capítulos 1 y 2** (**Métodos de diseño y Acciones**).

c) Seguridad contra el volteo. Debe verificarse la seguridad de las construcciones sin considerar las cargas vivas que contribuyen a disminuir el volteo. Para las estructuras pertenecientes a los Grupos B y C, la relación entre el momento estabilizador y el actuante de volteo no deberá ser menor que 1.5 y, para las del Grupo A, no deberá ser menor que 2. La clasificación de las estructuras en grupos se hará en función de su importancia como se presenta en el inciso 4.1.3.

d) Seguridad contra el deslizamiento. Al analizar esta posibilidad, deberán considerarse nulas todas las cargas vivas. La relación entre la resistencia al deslizamiento y la fuerza que provoca el desplazamiento horizontal, será por lo

menos igual que 1.5 para las estructuras de los Grupos B y C, para las del Grupo A, la relación deberá ser por lo menos igual que 2. La clasificación en grupos se presenta en el inciso 4.1.3.

e) Seguridad contra el levantamiento. Las estructuras ligeras o provisionales, así como techos y recubrimientos de construcciones, pueden presentar problemas al generarse fuerzas de levantamiento debidas al viento. Al analizar esta posibilidad, se considerarán nulas las cargas vivas que disminuyan el efecto del levantamiento.

f) Presiones interiores. Se presentan en estructuras permeables, que son aquéllas con ventanas, ventilas o puertas que permiten la entrada y salida del aire de la construcción. El efecto de estas presiones se combinará con el de las presiones exteriores, de manera que el diseño considere los efectos más desfavorables.

g) Seguridad durante la construcción. En esta etapa es necesario establecer las medidas necesarias para garantizar la seguridad de las estructuras bajo la acción del viento. En esta condición, las estructuras se considerarán del Grupo C al que corresponde una velocidad de diseño con un periodo de retorno de diez años. Esta condición se aplicará también a estructuras provisionales que permanezcan durante un periodo menor o igual que seis meses, siendo también pertenecientes al Grupo C, como se indica en el inciso 4.1.3.

h) Efecto de grupo debido a construcciones vecinas. En este capítulo debe aceptarse que la respuesta de la estructura en estudio es independiente de la influencia, favorable o desfavorable, que otras construcciones cercanas provoquen al aparecer la acción del viento. La proximidad y disposición de ellas pueden generar presiones locales adversas y ocasionar el colapso de una o varias estructuras del grupo. Así, para un grupo de chimeneas altas que se encuentren próximas entre sí a una distancia menor que un diámetro, la variación de presiones puede provocar problemas de inestabilidad. Se recomienda evaluar el efecto de grupo a partir de resultados de pruebas experimentales referidos en la literatura técnica (véase Simiu y Scanlan, 1996), o mediante pruebas en un túnel de viento.

i) Análisis estructural. Pueden aplicarse los criterios generales de análisis que se señalan en este manual, **Sección C (Estructuras), Tema 2, Capítulo 1 (Análisis de estructuras).**

j) Interacción suelo-estructura. Cuando el suelo del sitio de desplante sea blando o compresible, deben considerarse los efectos que, en respuesta ante la acción del viento, pueda provocar la interacción entre el suelo y la construcción. En suelos blandos esta interacción es significativa cuando la velocidad media de propagación de ondas de cortante en los estratos del suelo que soporten la estructura, sea menor que 400 m/s. Al considerar la interacción suelo - estructura se seguirán los lineamientos del **Capítulo C.1.3 Diseño por sismo,** en donde se recomiendan los métodos para establecer el periodo fundamental de vibración y el amortiguamiento efectivos de la estructura. Estos parámetros se utilizarán para evaluar las cargas debidas al viento y la respuesta correspondiente.

4.1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA

Se recomienda que la seguridad necesaria para que una construcción cumpla con las funciones para las que se destine, se establezca a partir de niveles de importancia. En la práctica actual, dichos niveles se asignan a velocidades de diseño correspondientes a periodos de retorno constantes u óptimos.

En este inciso, según el nivel de importancia seleccionado para una estructura, las construcciones se clasifican en los grupos que se definen a continuación.

GRUPO A Estructuras con un grado de seguridad elevado. Se incluyen en este grupo aquéllas cuya falla cause la pérdida de un número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos; las construcciones y depósitos cuya falla implique un peligro significativo por almacenar o contener sustancias tóxicas o inflamables; las construcciones cuyo funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos fuertes y las construcciones cuya falla impida la operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares. Ejemplos de estas estructuras son: áreas de reunión con capacidad mayor que doscientas personas (salas de espectáculos, auditorios y centros de

www.elsolucionario.org

convenciones), locales y cubiertas que alojen equipo especialmente costoso, museos, templos, estadios, terminales de distribución de hidrocarburos, centrales telefónicas e inmuebles de telecomunicaciones principales, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía, hospitales e inmuebles médicos con áreas de urgencias, centros de operación en situaciones de desastre, escuelas, chimeneas, subestaciones eléctricas.

GRUPO B Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. Se clasifican en este grupo aquéllas que, al fallar, generan baja pérdida de vidas humanas y que ocasionan daños materiales de magnitud intermedia; aquéllas cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras de este grupo o del anterior; las construcciones que forman parte de plantas generadoras de energía y que, al fallar, no paralizarían el funcionamiento de la planta. Ejemplos de estructuras en este grupo son: plantas industriales, subestaciones eléctricas de menor importancia que las del Grupo A, bodegas ordinarias, gasolineras (excepto los depósitos exteriores de combustibles pertenecientes al Grupo A), comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 metros. También pertenecen a este grupo: salas de reunión y espectáculos, estructuras de depósitos urbanas o industriales, no incluidas en el Grupo A. Los recubrimientos, tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas, pertenecerán a este grupo siempre y cuando no causen daños corporales o materiales importantes al desprenderse, en caso contrario, se analizarán como pertenecientes al Grupo A.

GRUPO C Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad bajo. Son aquéllas cuya falla no implica graves consecuencias, ni causa daños a construcciones de los Grupos A y B. Abarca estructuras o elementos temporales con vida útil menor que tres meses, bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislados y bardas con altura menor o igual que 2.5 metros. Las provisiones necesarias para la seguridad durante la

construcción de estructuras, se evaluarán para la importancia de este grupo.

4.1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Por las características del comportamiento de las estructuras a los efectos dinámicos del viento, las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Una vez que se establezca su clasificación, podrá seleccionarse el método para estimar las cargas de diseño provocadas por el viento sobre las estructuras. En el inciso 4.1.6 se recomiendan dos procedimientos para definir las cargas de diseño, uno estático y otro dinámico, los cuales se detallan en los incisos 4.3 y 4.4, respectivamente.

TIPO 1 Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se agrupan en este tipo aquéllas en las que la relación de esbeltez, λ, (definida como la relación entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual que cinco y con periodo natural de vibración del primer modo, menor o igual que un segundo. Se consideran dentro de este tipo la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios, puentes cortos. Para trabes y para armaduras simples o continuas, la relación de esbeltez se obtendrá al dividir el claro mayor por la menor dimensión perpendicular a éste. Incluye las construcciones cerradas con sistemas de cubierta rígidos, capaces de resistir las cargas debidas al viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que, por la adopción de una geometría adecuada, proporcionada por la aplicación de pre-esfuerzo u otra medida conveniente, se limite la respuesta estructural dinámica de manera que se satisfagan los requerimientos aquí establecidos.

TIPO 2 Estructuras que, por su alta relación de esbeltez o las dimensiones reducidas de su sección transversal, son sensibles a la turbulencia del viento y tienen periodos naturales que favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes por la acción del viento. En este tipo se incluyen los edificios con relación de esbeltez, λ, mayor que cinco o con periodo fundamental mayor que un

segundo; las torres de celosía atirantadas, chimeneas, tanques elevados, antenas, bardas, parapetos, anuncios y las construcciones que presentan una pequeña dimensión paralela a la dirección del viento. Se excluyen aquéllas que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

TIPO 3 Estas estructuras, presentan todas las características de las del Tipo 2 y, además, presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento al aparecer vórtices o remolinos periódicos que interactúan con la estructura. Se incluyen las construcciones y elementos aproximadamente cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas, arbotantes para iluminación y postes de distribución.

TIPO 4 Estructuras que por su forma y dimensiones o por la magnitud de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos inestables. Entre ellas se hallan las formas aerodinámicamente inestables como los cables de las líneas de transmisión, cuya sección transversal se ve modificada de manera desfavorable en zonas sometidas a heladas, las tuberías colgantes y las antenas parabólicas.

4.1.5 ACCIONES DEL VIENTO QUE DEBEN CONSIDERARSE

A continuación se mencionan las acciones del viento que, según el tipo de construcción, deben considerarse para su diseño.

ACCIÓN I Empujes medios. Son causados por presiones y succiones del flujo medio del viento, tanto exteriores como interiores y generan presiones globales (para el diseño de la estructura en conjunto) y locales (para el diseño de un elemento estructural o de recubrimiento en particular). Se considera que estos empujes no varían con el tiempo.

ACCIÓN II Vibraciones generadas por ráfagas turbulentas en la dirección del viento. Las generan fuerzas variables, paralelas al flujo medio, causadas por la turbulencia del viento y cuya fluctuación en el tiempo influye en la respuesta estructural.

www.elsolucionario.org

ACCIÓN III Vibraciones transversales al flujo y torsión. La presencia de estructuras cilíndricas o prismáticas dentro del flujo del viento, genera el desprendimiento de vórtices alternantes que provocan fuerzas y vibraciones transversales a la dirección del flujo. Por otro lado, la posible distribución asimétrica de presiones en las estructuras puede ocasionar fuerzas de torsión sobre éstas.

ACCIÓN IV Inestabilidad aerodinámica. Es generada por la amplificación dinámica de la respuesta estructural causada por: la geometría de la construcción, los distintos ángulos de incidencia del viento, las propiedades dinámicas de la estructura y el cambio de amortiguamiento aerodinámico.

En el diseño de las estructuras pertenecientes al Tipo 1, bastará analizar la respuesta de la estructura ante el empuje medio del viento según se establece en el inciso 4.3. Se empleará la velocidad básica de diseño que se especifica en el inciso 4.2.

Para diseñar las construcciones del Tipo 2 se considerará la acción dinámica generada por la turbulencia del viento al interactuar con la estructura. La respuesta se evaluará mediante las recomendaciones que se presentan en el inciso 4.4.

Las estructuras del Tipo 3 deben diseñarse con los criterios establecidos para las del Tipo 2; en adición, debe revisarse su capacidad para resistir los empujes dinámicos transversales generados por los vórtices alternantes, de acuerdo con el inciso 4.4.

Finalmente, para las estructuras del Tipo 4 los efectos del viento se evaluarán mediante estudios analíticos y/o experimentales; los efectos resultantes normalmente resultan mayores que los obtenidos para las construcciones del Tipo 3, por lo que aquéllos que resulten para las de Tipo 3, se considerarán como mínimos.

En construcciones cuya geometría y características de rigidez resultan sensibles a los efectos dinámicos del viento, su análisis se basará en los resultados de las pruebas de prototipos o de modelos en túnel de viento.

Los procedimientos de las pruebas en túnel de viento y la interpretación de los resultados seguirán técnicas reconocidas en la literatura, como se señala en el inciso 4.1.6. Se requiere que dichos procedimientos y técnicas sean aprobados por expertos en la materia y por las autoridades correspondientes.

4.1.6 PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR LAS ACCIONES GENERADAS POR VIENTO

Para evaluar las fuerzas inducidas sobre las estructuras al paso del flujo del viento, se proponen principalmente dos procedimientos analíticos en modelos representativos: el análisis estático (inciso 4.3) y el análisis dinámico (inciso 4.4). El primero se aplicará a estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos del Tipo 1. Para los Tipos restantes, debe utilizarse el análisis dinámico. Si la altura total de la estructura es mayor que 200 m o si un claro es mayor que 100 m, es necesario aplicar el tercer procedimiento que se menciona a continuación y consultar a un experto en la materia.

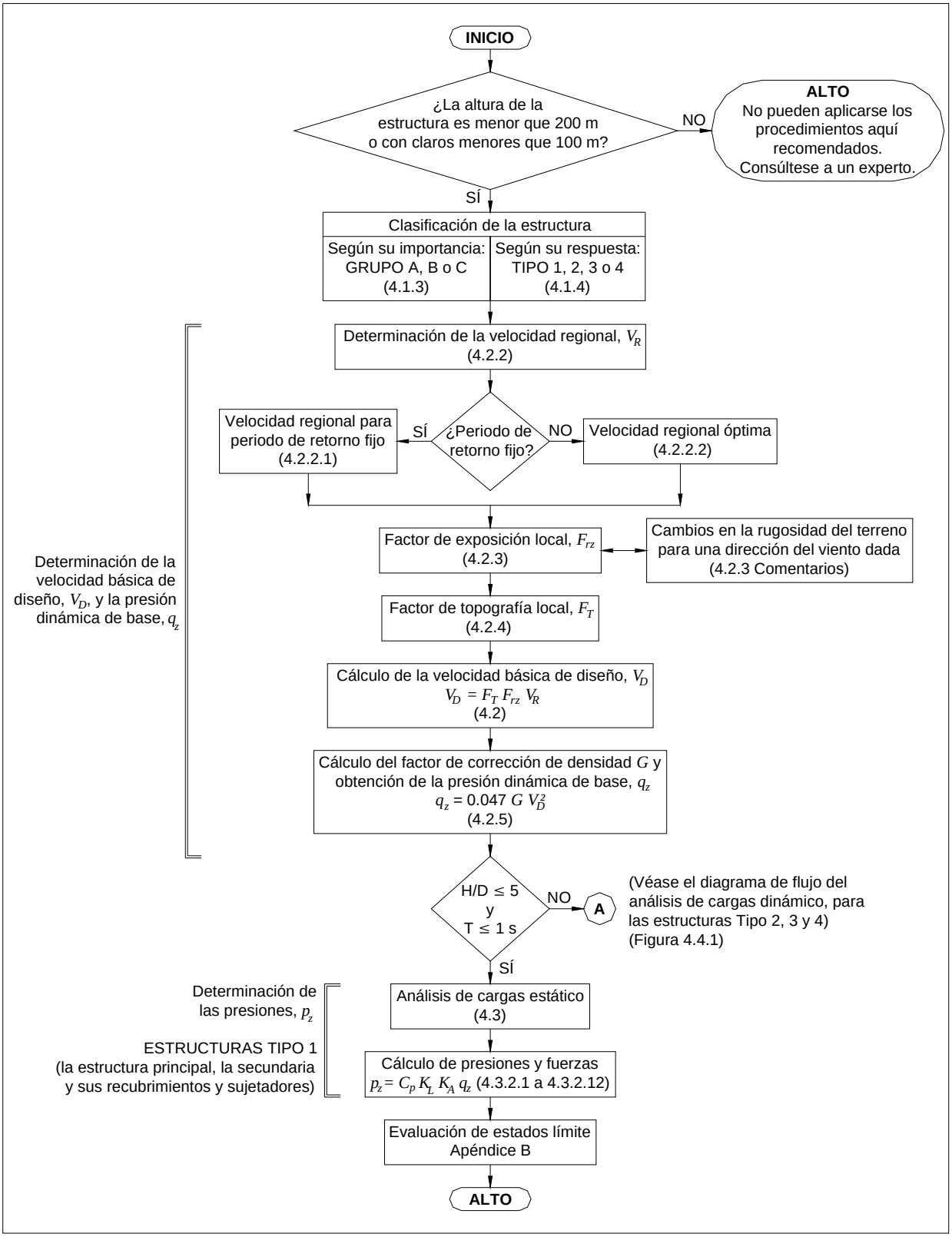
El tercer procedimiento para evaluar la acción del viento sobre las construcciones recurre a pruebas experimentales de modelos en túnel de viento que deben realizarse cuando no exista información disponible en reglamentos o en la literatura técnica. En Simiu y Scalan (1996), Holmes (2007) y ASCE (1999) pueden encontrarse recomendaciones sobre el uso de técnicas para efectuar pruebas en túnel de viento.

En la Figura 4.1.1 se muestra un diagrama de flujo del procedimiento para evaluar las acciones ocasionadas por el viento para el diseño de estructuras.

Finalmente, en el Apéndice B, se dan algunas recomendaciones generales sobre la inestabilidad aeroelástica y estados límite de servicio, desplazamientos y aceleraciones, producidos por la acción del viento. Estos límites se considerarán para evitar el mal funcionamiento de la estructura así como la inseguridad de sus ocupantes.

4.1.7 UNIDADES

En este capítulo se emplean, en primer lugar, las unidades del Sistema Internacional de Unidades (SI): Newton (N), Pascal (Pa), segundo (s) y Hertz (Hz). Entre paréntesis aparecen expresiones o valores en unidades kilogramo, metro y segundo, usuales en México.



Nota: Los números entre paréntesis se refieren a los incisos del índice.

Figura 4.1.1 Diagrama de flujo del procedimiento para obtener las cargas por viento.

www.elsolucionario.org

4.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D

La velocidad básica de diseño, V_D, es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre un componente de la misma.

La velocidad básica de diseño, en km/h, se obtendrá con la ecuación:

$$V_D = F_T \, F_{rz} V_R \tag{4.2.1}$$

en donde:

F_T es el factor que depende de la topografía local, adimensional,

F_{rz} el factor que toma en cuenta el efecto de las características de exposición local, adimensional, y

V_R la velocidad regional de ráfaga que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, en km/h.

La velocidad regional de ráfaga, V_R, y los factores F_{rz} y F_T se definen y se determinan en los incisos 4.2.2, 4.2.3 y 4.2.4 respectivamente.

4.2.1 CATEGORÍAS DE TERRENOS SEGÚN SU RUGOSIDAD

Tanto en el procedimiento de análisis estático como en el dinámico, intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición locales en donde se desplantará la construcción. Por lo tanto, con el fin de evaluar correctamente dichos factores, es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico. En la Tabla 4.2.1 se consignan cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante. El factor de exposición y el factor de la topografía deben relacionarse con las características del sitio de desplante de la estructura.

En la dirección del viento que se esté analizando, el terreno inmediato a la estructura deberá presentar la misma rugosidad (categoría), cuando menos en una distancia denominada “longitud mínima de desarrollo”, la cual se consigna en la Tabla 4.2.1 para cada categoría del terreno. Cuando no exista esta longitud mínima, el factor

de exposición local, F_{rz}, definido en el inciso 4.2.3, deberá modificarse para tomar en cuenta este hecho. En este caso, el diseñador podrá seleccionar, entre las categorías de los terrenos que se encuentren en una dirección de análisis dada, la que provoque los efectos más desfavorables y determinar el factor de exposición para tal categoría, o seguir un procedimiento analítico más refinado para corregir el factor de exposición, como el que se señala en el inciso 4.2.3 de Comentarios.

Tabla 4.2.1 CATEGORÍA DEL TERRENO SEGÚN SU RUGOSIDAD

Cat.	Descripción	Ejemplos	Limitaciones
1	Terreno abierto, prácticamente plano, sin obstrucciones y superficies de agua	Franjas costeras planas, zonas de pantanos o de lagos, campos aéreos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor, superficies nevadas planas.	La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 2000 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar, la que sea mayor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones	Campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.	Las obstrucciones existentes, tienen alturas de 1.5 a 10 m, la longitud mínima debe ser la mayor entre 1500 m o 10 veces la altura de la construcción por diseñar.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas	Áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. El tamaño de las construcciones corresponde al de las casas y viviendas.	Las obstrucciones existentes presentan alturas de 3 a 5 m. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser de 500 m o 10 veces la altura de la nueva construcción, la que sea mayor.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas	Centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.	Por lo menos el 50% de los edificios tiene una altura mayor que 20 m. Las obstrucciones miden de 10 a 30 m de altura. La longitud mínima de este tipo de terreno en la dirección del viento debe ser la mayor entre 400 m y 10 veces la altura de la nueva construcción.

4.2.2 MAPAS DE ISOTACAS. VELOCIDAD REGIONAL, V_R.

La velocidad regional de ráfaga para diseño podrá determinarse de dos maneras. Una de ellas es empleando la importancia de la estructura que está relacionada con un periodo de retorno fijo, como se indica en el inciso 4.2.2.1. La otra manera está asociada con el costo relativo aceptable de las consecuencias en caso de producirse una falla estructural, como se señala en el inciso 4.2.2.2.

El proyectista empleará el enfoque tradicional con el primer procedimiento para el diseño de estructuras de los Grupos A, B y C. Sin embargo, se suministra un segundo procedimiento basado en un enfoque óptimo desde el punto de vista económico en el que se hace un uso más racional de las inversiones a largo plazo.

Las velocidades regionales recomendadas para ambos procedimientos, se proporcionan bajo condiciones homogéneas preestablecidas: Categoría del terreno 2 (según la Tabla 4.2.1), velocidades asociadas con ráfagas de 3 segundos y evaluadas a 10 m de altura en terreno plano. Por tanto, al aplicar los factores de exposición y topografía, como se indica más adelante, se estarán considerando las condiciones reales del sitio de desplante.

4.2.2.1 Velocidad regional para un periodo de retorno fijo

La velocidad regional de ráfaga del viento, V_R, es la velocidad máxima que puede ser excedida en un cierto periodo de retorno, T, en años, en una zona o región determinada del país.

La velocidad regional de ráfaga, V_R, en km/h, se determina tomando en consideración tanto la importancia de la estructura como la localización geográfica de su sitio de desplante.

En las Figuras 4.2.1, 4.2.2 y 4.2.3 se muestran los mapas de isotacas regionales correspondientes a los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, recomendados para el diseño por viento de estructuras de los Grupos A, B y C, respectivamente.

www.elsolucionario.org

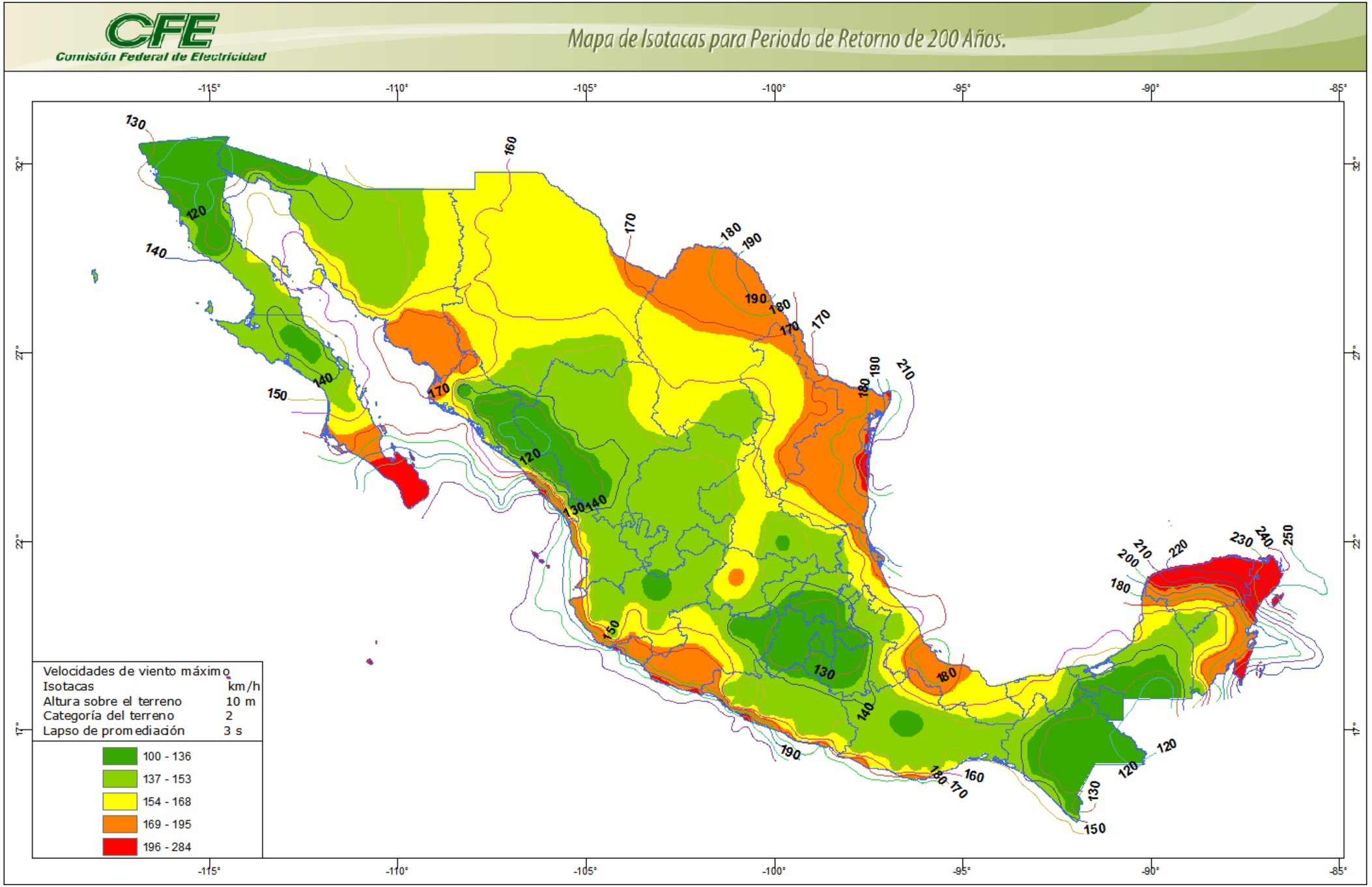


Figura 4.2.1 Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 200 años.

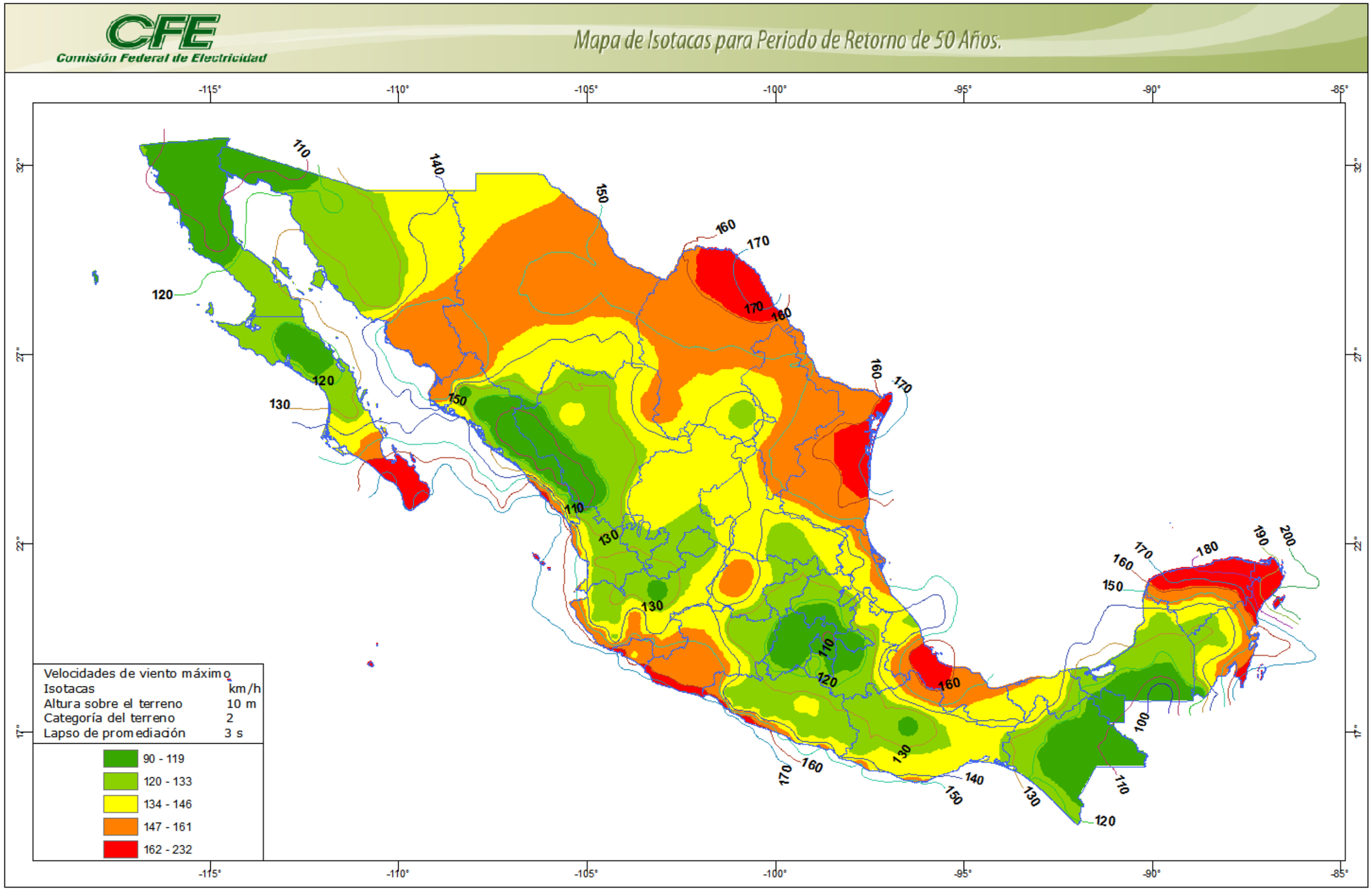


Figura 4.2.2 Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 50 años.

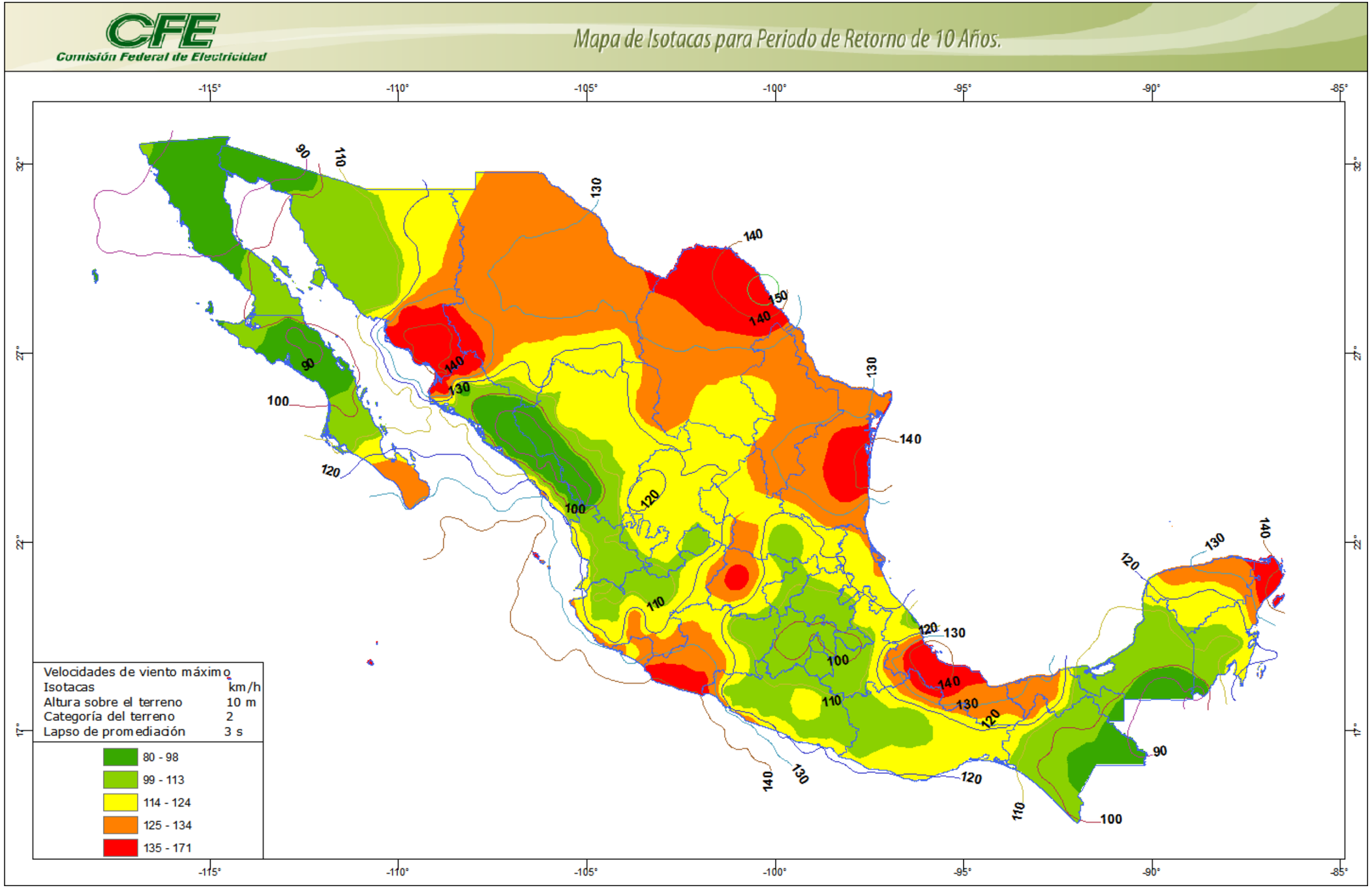


Figura 4.2.3 Mapa de isotacas para velocidades regionales con periodo de retorno de 10 años.

www.elsolucionario.org

4.2.2.2 Velocidad regional óptima

La velocidad regional óptima, V_{RO}, en km/h, es la máxima velocidad para la cual se minimiza el costo total determinado con el costo inicial de la construcción más el costo de las reparaciones y de las pérdidas, directas e indirectas, en caso de presentarse una falla. El costo de la falla (reparaciones y pérdidas) se introduce en un parámetro adimensional, Q, llamado factor de importancia de las pérdidas dado por:

$$Q = \frac{C_L}{C_I} \tag{4.2.2}$$

en donde:

C_I es el costo inicial de la construcción, y

C_L el costo de las pérdidas directas e indirectas que se tendrían en caso de una falla estructural.

La velocidad regional óptima, V_{RO}, se determina tomando en consideración tanto la importancia de las pérdidas a través del valor de Q, como la localización geográfica del sitio de desplante de la estructura.

Para la aplicación simplificada de este procedimiento, se ha optado por asociar un valor de Q = 15 para el diseño de las estructuras del Grupo A y de Q = 5 para las del Grupo B.

Si el diseñador selecciona este segundo procedimiento, la velocidad regional, V_R, tomará el valor de V_{RO} para el cálculo de presiones y fuerzas que se requieran en los incisos subsecuentes a éste.

Los mapas de isotacas correspondientes a esos niveles de importancia de las pérdidas, se presentan en las Figuras 4.2.4 y 4.2.5, donde se proporcionan los valores de las velocidades regionales de ráfaga óptimas para diseño.

En el Apéndice C se presenta una tabla con las principales ciudades del país y sus velocidades regionales para los diferentes periodos de retorno y las velocidades regionales óptimas para diferentes valores de Q.

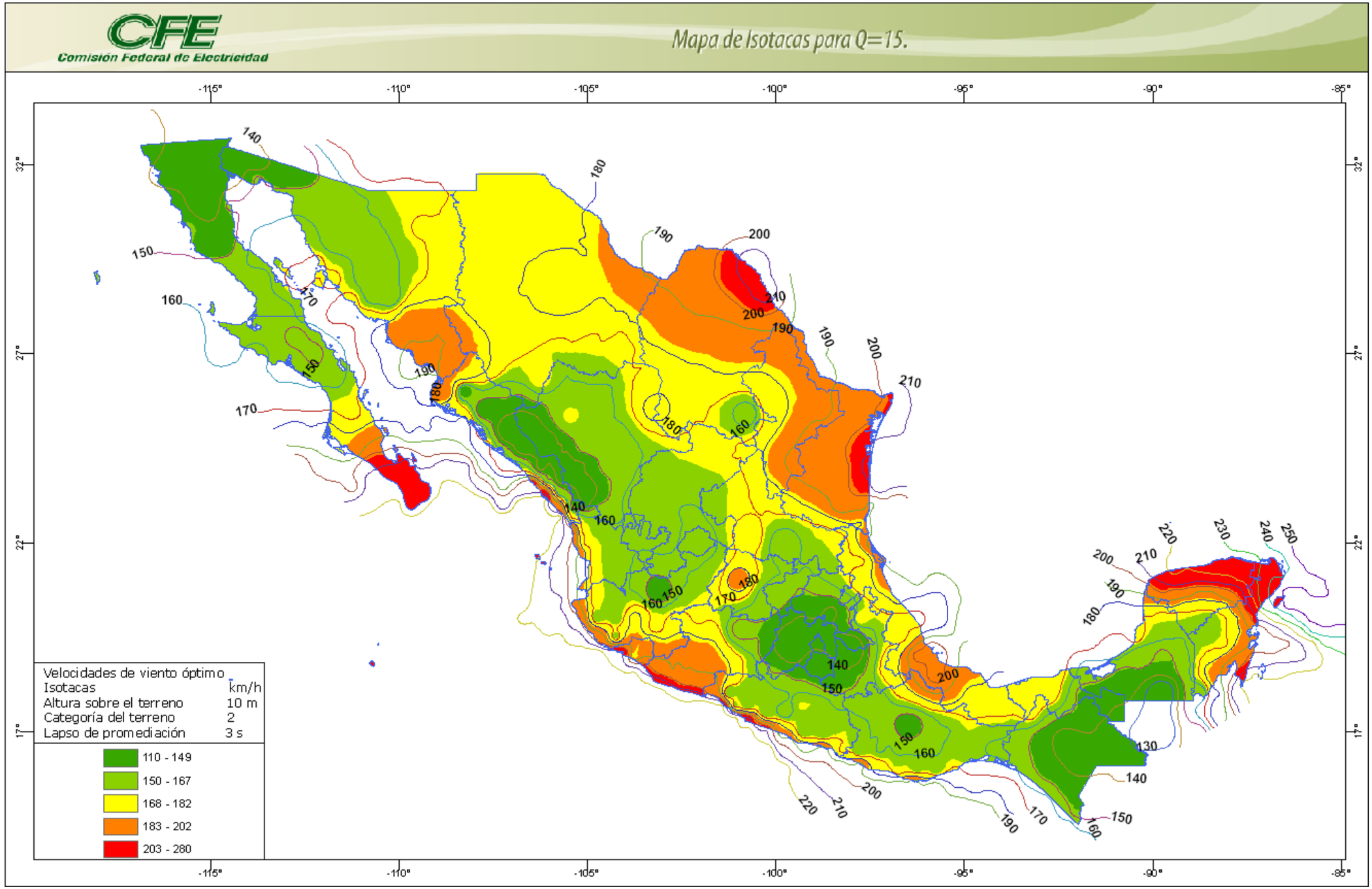


Figura 4.2.4 Mapa de isotacas para *Q*=15.

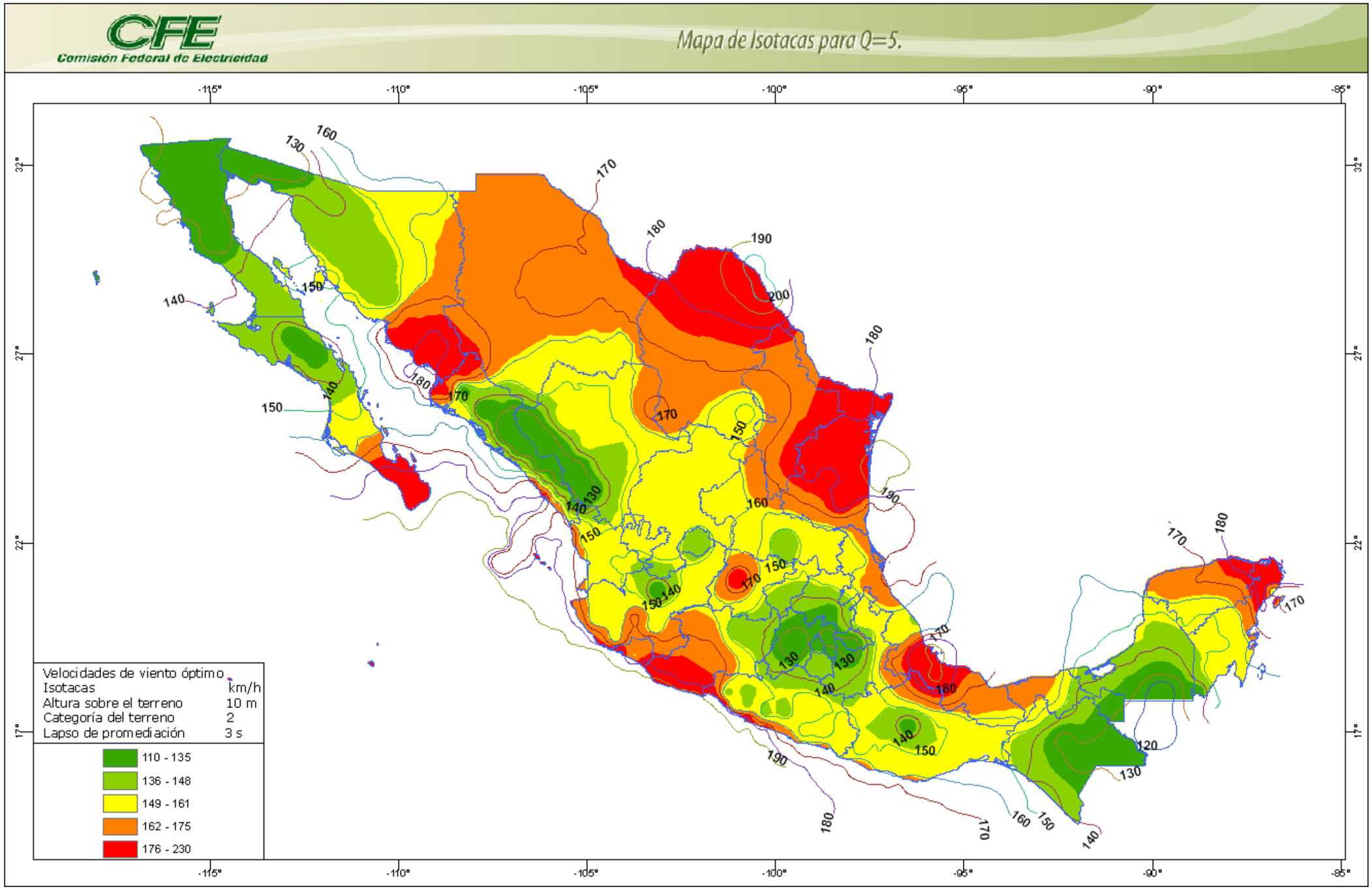


Figura 4.2.5 Mapa de isotacas para *Q*=5.

www.elsolucionario.org

4.2.3 FACTOR DE EXPOSICIÓN, F_{rz}

El factor de exposición local, F_{rz}, establece la variación de la velocidad del viento con la altura, en función de la categoría del terreno. Este factor se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{rz} = c \qquad \text{si} \qquad z \leq 10 \tag{4.2.3}$$

$$F_{rz} = c\left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} \qquad \text{si} \quad 10 < z < \delta \tag{4.2.4}$$

$$F_{rz} = c\left(\frac{\delta}{10}\right)^{\alpha} \qquad \text{si} \qquad z \geq \delta \tag{4.2.5}$$

en donde:

z es la altura por encima del terreno natural, a la cual se desea conocer la velocidad de diseño, en m,

α el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional,

δ la altura medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y puede suponerse constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; en m, y

c el coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.

Las variables α, δ y c están en función de la rugosidad del terreno, los valores recomendados se presentan en la Tabla 4.2.3.

Tabla 4.2.3 VALORES DE α, δ Y c

Categoría del terreno	α	δ (m)	c
1	0.099	245	1.137
2	0.128	315	1.000
3	0.156	390	0.881
4	0.170	455	0.815

Como se mencionó en el inciso 4.2.1, cuando no se satisface la longitud mínima de desarrollo, según lo establecido en la Tabla 4.2.1, deberá seleccionarse la categoría del terreno que genere las condiciones más desfavorables para la dirección del viento de interés. Alternativamente, la variación de la rugosidad alrededor de la construcción en un sitio dado podrá tomarse en cuenta corrigiendo el factor de exposición F_{rz}, utilizando el procedimiento que se describe en el inciso 4.2.3 del Tomo II de Comentarios de este mismo capítulo.

4.2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA, F_T

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante con respecto al nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional.

De acuerdo con las características topográficas del sitio, en la Tabla 4.2.4 se presentan los valores o expresiones para determinar el valor del factor de topografía.

Tabla 4.2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA LOCAL, F_T

Sitios	Ejemplos de topografía local	F_T
Protegidos	Valles cerrados	0.9
Normales	Terreno prácticamente plano: Campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1.0
Expuestos	Promontorios: Montes, cerros, lomas, cimas, colinas, montañas.	Véanse las ecuaciones (4.2.6) a (4.2.8)
	Terraplenes: Peñascos, acantilados, precipicios, diques, presas.	

NOTA: Para los sitios expuestos, esta tabla se aplica con ayuda de las Figuras 4.2.6.

Para los efectos topográficos locales de promontorios y terraplenes, el factor de topografía se calcula de acuerdo con las siguientes condiciones:

a) Si $\frac{H_t}{2L_u} < 0.05$, dentro de la zona achurada de afectación local (véanse las Figuras 4.2.6(a) y 4.2.6(b)).

$$F_T = 1.00 \qquad (4.2.6)$$

b) Si $0.05 \le \frac{H_t}{2L_u} \le 0.45$, dentro de la zona achurada de afectación local (véanse las Figuras 4.2.6(a) y 4.2.6(b)).

$$F_T = 1 + \left[\frac{H_t}{3.5\,(z_t + L_1)}\right]\left(1 - \frac{|X_t|}{L_2}\right) \qquad (4.2.7)$$

c) Si $\frac{H_t}{2L_u} > 0.45$ dentro de la zona de separación del flujo, $L_s=H_t/4$, (véase la Figura 4.2.6(c)).

$$F_T = 1 + 0.71\left(1 - \frac{|X_t|}{L_2}\right) \qquad (4.2.8)$$

dentro de la zona achurada de afectación local (véase la Figura 4.2.6(c)), aplíquese la ecuación 4.2.7.

www.elsolucionario.org

Las variables que intervienen en los casos anteriores y en las Figuras 4.2.6(a) a 4.2.6(c), se definen como:

H_t la altura del promontorio o terraplén, medida verticalmente desde el inicio de la cuesta hasta la cresta, en m,

L_u la distancia horizontal en barlovento medida desde $H_t/2$ hasta la cresta del promontorio o terraplén, en m,

X_t la distancia horizontal en barlovento o sotavento, medida entre la estructura y la cresta del promontorio o terraplén (obsérvese que puede tener valor positivo o negativo), en m,

L_1 la escala longitudinal para determinar la variación vertical de F_T, se toma el valor mayor entre 0.36 L_u y 0.4 H_t, en m,

L_2 la escala longitudinal para determinar la variación horizontal de F_T, se toma igual a 4 L_1 para promontorio o terraplén en barlovento e igual a 10 L_1 para terraplenes en sotavento, en m, y

z_t la altura de referencia de la estructura medida desde el nivel promedio del terreno, en m, esta altura puede ser la altura total de la estructura, H, o la altura promedio del techo inclinado de la construcción, $\overline{h}$.

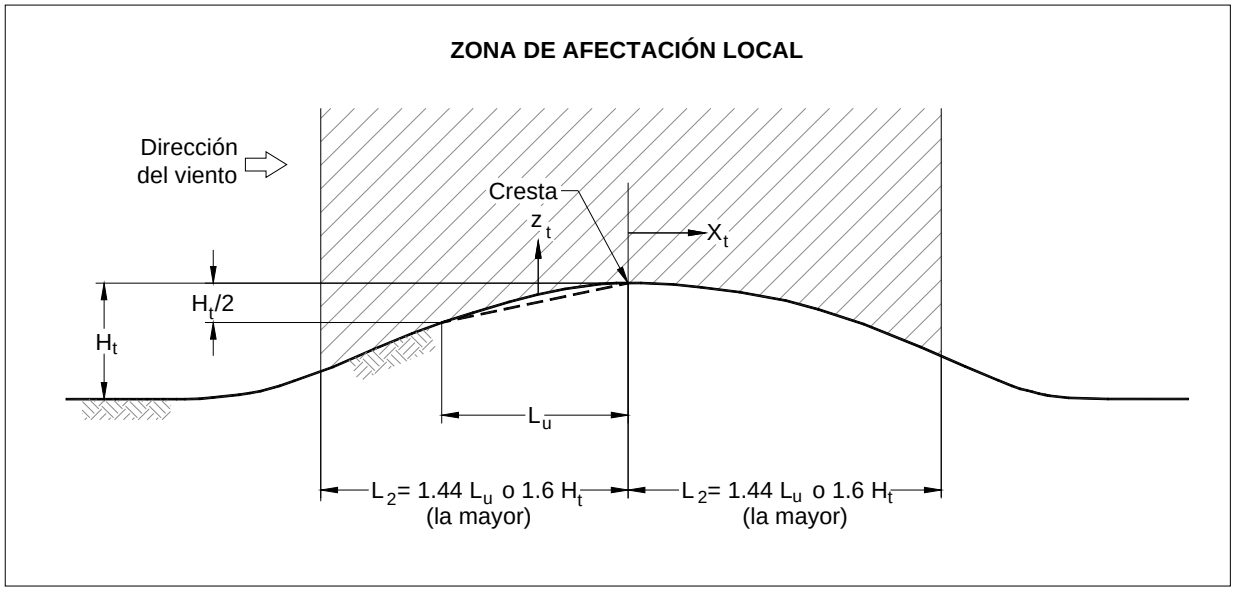


Figura 4.2.6(a) Promontorios.

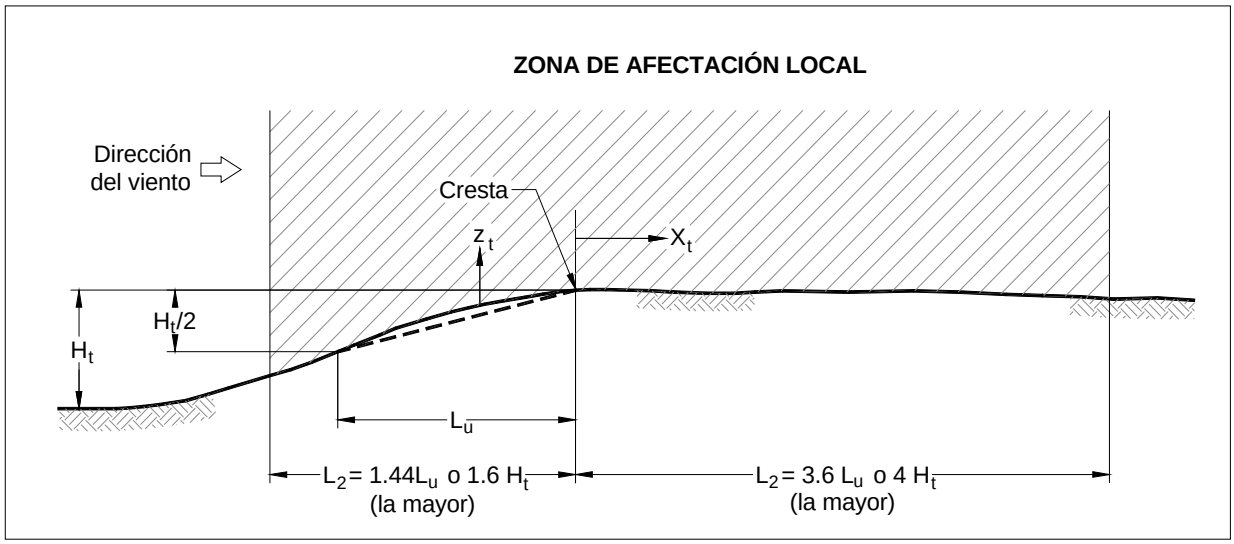


Figura 4.2.6(b) Terraplenes.

En la zona de sotavento de los terraplenes, a lo largo de la distancia L_2, la pendiente no deberá exceder de 0.05.

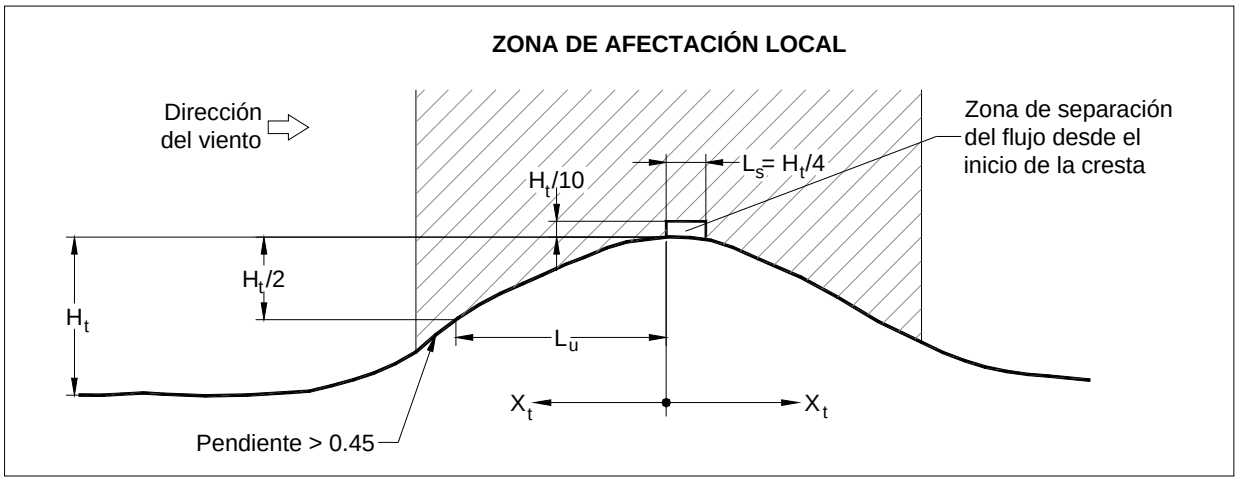


Figura 4.2.6(c) Zona de separación del flujo para pendientes mayores que 0.45.

En los casos de sitios expuestos que no se apeguen a las condiciones anteriores, el factor de topografía podrá obtenerse utilizando alguno de los siguientes procedimientos:

1. Experimentos a escala en túneles de viento.
2. Mediciones realizadas directamente en el sitio.

Expertos en la materia deberán validar los resultados de cualquiera de estos procedimientos.

4.2.5 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z

Cuando el viento actúa sobre una construcción, genera presiones sobre sus superficies, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él, se denomina presión dinámica de base q_z, en Pa, y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.047 G V_D^2 \qquad (4.2.9)$$

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \text{ (en kg/m}^2\text{)}$$

en donde:

V_D es la velocidad básica de diseño, en km/h, definida en el inciso 4.2,

q_z la presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en Pa, y

G el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.

El valor de G se obtiene con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392\,\Omega}{273 + \tau} \qquad (4.2.10)$$

en donde:

Ω es la presión barométrica, en mm de Hg, y

τ la temperatura ambiental, en °C.

En la Tabla 4.2.5 se presenta la relación entre los valores de la altitud, h_m, en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión barométrica, Ω, en mm de Hg (mercurio).

www.elsolucionario.org

Tabla 4.2.5 RELACIÓN ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESIÓN BAROMÉTRICA

Altitud, h_m (msnm)	Presión barométrica, Ω (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

4.2.6 PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, p_z

La presión actuante sobre una construcción determinada, p_z, en Pa, se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada, de manera general, por la ecuación:

$$p_z = C_p \, q_z \tag{4.2.11}$$

en donde al coeficiente C_p se le denomina coeficiente de presión y es adimensional.

A esta presión se le denomina empuje medio o estático y es producido por los efectos de la velocidad de ráfaga.

El coeficiente de presión se define como la relación de la presión actuante sobre la construcción o sobre una de sus superficies, con la presión dinámica de base, para una altura dada. Este coeficiente determina el efecto de la variación de la presión, según la geometría o forma de la construcción, así como de la intensidad de la velocidad y la turbulencia del flujo del viento.

De acuerdo con su aplicación, los coeficientes de presión se dividen en los siguientes tipos:

- Coeficientes de presión sobre superficies, determinan las presiones exteriores o interiores (empuje o succión).

- Coeficientes de arrastre sobre un cuerpo, determinan la fuerza de arrastre sobre construcciones o elementos estructurales.
- Coeficientes de presión neta sobre superficies, determinan el efecto combinado de empujes y succiones para evaluar las fuerzas resultantes.
- Coeficientes de fuerza sobre cuerpos, determinan las fuerzas generales (fuerzas o momentos) sobre un cuerpo.
- Coeficientes de presión local sobre superficies, determinan el efecto local pico de las presiones en zonas críticas de las construcciones.

Los valores de los coeficientes de presión para diversas formas estructurales, se especifican a partir del inciso 4.3.2.

4.2.7 FUERZA ACTUANTE EN ESTRUCTURAS

La respuesta estructural, ante la acción del viento, depende de las propiedades dinámicas de la construcción y puede dividirse en tres tipos diferentes:

- Respuesta estática, ocurre en estructuras no sensibles a efectos dinámicos con frecuencias naturales de vibración considerablemente mayores que el intervalo de frecuencias de la turbulencia.
- Respuesta dinámica, ocurre en estructuras sensibles a los efectos dinámicos, con una o más frecuencias naturales dentro del intervalo de las frecuencias de la turbulencia.
- Respuesta aeroelástica, ocurre cuando la respuesta estructural interactúa con la generación de las cargas del viento, produciendo fenómenos de inestabilidad aeroelástica.

Para los fines de estas recomendaciones, las fuerzas producidas por la interacción del viento y la respuesta estructural, en una dirección dada, se determinarán considerando la respuesta estática o la dinámica.

La fuerza estática se calculará con la siguiente expresión:

$$F_{es} = \sum (q_z \, C_p \, A_{ref}) \qquad (4.2.12)$$

en donde:

q_z es la presión dinámica de base, en Pa, sobre una superficie de referencia A_{ref}, a una altura z,

C_p el coeficiente de presión, adimensional, actuando sobre una construcción o un área de ésta, y

A_{ref} el área de referencia, en m^2, sobre la que actúa la presión.

La sumatoria incluye todas las posibles presiones actuantes sobre el área de referencia.

El procedimiento para la determinación de este empuje estático se denomina Análisis Estático, el cual se presenta en el inciso 4.3.

En el caso de la respuesta dinámica, las fuerzas dinámicas que se generan se evalúan mediante una fuerza equivalente, F_{eq}, que se obtiene al multiplicar la fuerza estática, F_{es}, por el Factor de Amplificación Dinámica, F_{AD}.

$$F_{eq} = F_{es}\ F_{AD} \tag{4.2.13}$$

Para la determinación de esta fuerza equivalente dinámica se empleará el procedimiento del Análisis Dinámico que se presenta en el inciso 4.4.

Las presiones y fuerzas evaluadas con cualquiera de los dos procedimientos, se calcularán para una altura de referencia, según se indique en los incisos 4.3 y 4.4 para cada tipo de estructura.

Para el caso de la respuesta aeroelástica, se dan algunas recomendaciones generales en el inciso 4.4 y en el Apéndice B.

www.elsolucionario.org

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

4.3.1 LIMITACIONES

El análisis estático se aplica en el diseño de construcciones y elementos estructurales pertenecientes al Tipo 1 (inciso 4.1.4), así como de los elementos de recubrimiento y sus anclajes que se emplean en las construcciones Tipos 1, 2 y 3, cuando estas estructuras o elementos de recubrimiento sean poco sensibles a la acción turbulenta del viento. Esta condición se satisface cuando:

a) la relación H/D $\leq$ 5, en donde H es la altura de la construcción y D es la dimensión mínima de la base, y

b) el periodo fundamental de la estructura es menor o igual que un segundo.

Para el caso de construcciones cerradas, techos aislados y toldos y cubiertas adyacentes, no es necesario calcular su periodo fundamental cuando se cumplan las siguientes condiciones:

a) la altura de la construcción, H, es menor o igual que 15 metros,

b) la estructura no está expuesta extraordinariamente en ninguna dirección del viento, es decir no se encuentra en un promontorio o terraplén,

c) la planta de la estructura es rectangular o formada por una combinación de rectángulos,

d) la relación H/D es menor que cuatro para construcciones cerradas y menor que uno para techos aislados, toldos y cubiertas adyacentes en voladizo; el claro no debe ser mayor que 5 m,

e) para construcciones cerradas y techos aislados, la pendiente de sus techos -inclinados o a dos aguas- no debe exceder los 20°, y en techos de claros múltiples deberá ser menor que 60°; para toldos y cubiertas adyacentes, la pendiente no será mayor que 5°.

4.3.2 PRESIONES Y FUERZAS DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL VIENTO

4.3.2.1 Fuerzas sobre construcciones cerradas

Para los fines de este capítulo, una estructura cerrada es la que se compone de muros y techos, dispuestos de tal manera que forman una construcción prismática; dichos techos y muros no necesariamente son impermeables, pueden tener aberturas, tales como ventanas o puertas, por donde el flujo del viento puede penetrar y generar presiones interiores. Así mismo, una estructura de planta rectangular en la que uno de sus lados está completamente abierto se considera como cerrada con una abertura dominante en ese lado. Cuando se tenga una construcción con dos muros o menos, éstos se diseñarán como elementos aislados.

Las fuerzas estáticas que se ejercen sobre los muros y techos de estructuras cerradas, serán las resultantes de las presiones actuantes sobre sus superficies exteriores e interiores y deberán calcularse de acuerdo con la ecuación:

$$F_{es} = p_z \, A_z \qquad (4.3.1)$$

con:

$p_z = (p_e - p_i)$ para construcciones cerradas (4.3.1.a)

o

$p_z = p_n$ para el caso en el que se aplique la presión neta (4.3.1.b)

en donde:

F_{es} es la fuerza estática resultante del viento que actúa perpendicularmente sobre las superficies o elementos estructurales de la construcción, en N,

p_z la presión de diseño a la altura z, en Pa,

p_e la presión exterior, en Pa, (inciso 4.3.2.1.1),

p_i la presión interior, en Pa, (inciso 4.3.2.1.2),

p_n la presión neta, en Pa, (incisos 4.3.2.5 a 4.3.2.8),

A_z el área de la estructura, o parte de ella, en m^2, a la altura z, sobre la que actúa la presión de diseño, p_z. Ella corresponderá:

a) a una parte de alguna de las superficies de la construcción; la presión de diseño que corresponde a una velocidad y dirección del viento dada, se verá afectada por el coeficiente de presión exterior o interior, C_{pe} o C_{pi}, el cual a su vez depende de la forma de la estructura,

b) a la superficie de la construcción o de un elemento estructural, proyectada sobre un plano normal al flujo del viento; la presión de diseño se verá afectada por el coeficiente de arrastre, C_a, según la forma de la construcción o del elemento estructural,

c) a las superficies que se indiquen en los incisos correspondientes cuando se empleen coeficientes de fuerza, C_f, o coeficientes de presión neta, C_{pn}, para evaluar la fuerza total de diseño.

Las fuerzas y los momentos de volteo totales que actúan sobre una construcción deberán obtenerse sumando los efectos de las presiones exteriores e interiores, o de las presiones netas, que se presentan sobre sus superficies.

La convención de signos para presiones exteriores e interiores que aquí se adopta, es que éstas serán positivas cuando ejerzan un empuje y negativas cuando ejerzan una succión en la superficie sobre la que actúan.

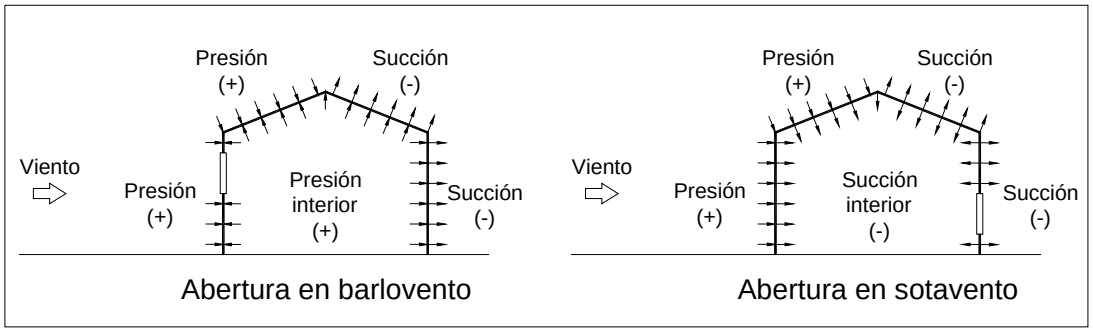


Figura 4.3.1 Convención de signos para las presiones ejercidas por el viento en una edificación con aberturas en barlovento o sotavento.

www.elsolucionario.org

La Figura 4.3.1 ilustra la convención de signos adoptada la cual ya está considerada en los valores de los coeficientes de presión definidos en este capítulo. De esta manera, la ecuación 4.3.1.a se aplicará conservando el signo negativo.

4.3.2.1.1 Presiones exteriores

La presión exterior, p_e, sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calculará utilizando la siguiente ecuación:

$$p_e = C_{pe}\ K_A\ K_L\ q_z \qquad (4.3.2)$$

en donde:

p_e es la presión exterior, en Pa,

C_{pe} el coeficiente de presión exterior, adimensional,

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional,

K_L el factor de presión local, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa, calculada según el inciso 4.2.5.

Los valores de los factores K_A y K_L, así como la forma en que se aplican, se describen más adelante en este mismo inciso.

En las Tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 se proporcionan valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe}, para muros y techos de construcciones con planta rectangular cerrada. Si se adoptan otros valores de C_{pe}, éstos deberán justificarse con base en resultados analíticos, experimentales o presentados en la literatura especializada.

Los parámetros referidos en esas tablas se ilustran en la Figura 4.3.2 y en la Figura 4.3.3, en las que es importante observar que la denominación de los muros depende de la dirección en la que actúa el viento. La altura de referencia para la que se calcula q_z, será la altura promedio, $\bar{h}$, para muros de sotavento, laterales y techo. Para el muro de barlovento, la presión variará con la altura según el inciso 4.2.5. Los valores del coeficiente de presión exterior para estructuras que no sean de planta rectangular cerrada, se dan en los incisos 4.3.2.5 a 4.3.2.12.

Cuando el valor de C_{pe} sea positivo, se tratará de un empuje sobre el área en cuestión; cuando sea negativo, se tratará de una succión.

Tabla 4.3.1 COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA MUROS EN BARLOVENTO (*MB*) Y SOTAVENTO (*MS*) DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA

Muro	Dirección del viento θ, en grados	d/b	Inclinación del techo γ, en grados	C_{pe}
Barlovento	Normal (θ = 0º) o paralela (θ = 90º) a las generatrices	Cualquiera	Cualquiera	0.8
Sotavento	Normal (θ = 0º) o paralela (θ = 90º) a las generatrices, para techos a cuatro aguas. Normal (θ = 0º) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	≤ 1	< 10º	-0.5
		= 2		-0.3
		≥ 4		-0.2
		Cualquiera	10º ≤ γ ≤ 15º	-0.3
			20º	-0.4
		≤ 0.1	≥ 25º	-0.75
		≥ 0.3		-0.5
	Paralela (θ = 90º) a las generatrices, para techos a una o dos aguas	≤ 1	Cualquiera	-0.5
		= 2		-0.3
		≥ 4		-0.2

NOTAS:

1. Esta tabla se aplica con ayuda de la Figura 4.3.2.
2. Para valores intermedios de d/b y γ, los valores del coeficiente C_{pe}, pueden interpolarse linealmente.

Tabla 4.3.2 COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA ZONAS DE MUROS LATERALES (*ML*) DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA

Distancia horizontal a lo largo de un muro lateral medida a partir de la arista común con el muro de barlovento	Coeficiente de presión exterior C_{pe}
de 0 a 1$\bar{h}$	-0.65
de 1$\bar{h}$ a 2$\bar{h}$	-0.5
de 2$\bar{h}$ a 3$\bar{h}$	-0.3
> 3$\bar{h}$	-0.2

NOTAS:

1. Esta tabla se aplica con ayuda de la Figura 4.3.3.
2. La distancia horizontal se determina en función de la altura de la construcción, $\bar{h}$, la cual a su vez se calcula según la Figura 4.3.2.

Tabla 4.3.3(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA.
CUBIERTA DE BARLOVENTO (*CB*) PARA $\gamma \geq 10°$

Inclinación del techo, cubierta de barlovento (*CB*) γ	Relación $\bar{h}/d$	C_{pe}
10º	≤ 0.25	-0.7, -0.3
15º		-0.5, 0.0
20º		-0.3, 0.2
25º		-0.2, 0.3
30º		-0.2, 0.4
35º		0.0, 0.5
≥ 45º		0.0, 0.8senγ
10º	0.50	-0.9, -0.4
15º		-0.7, -0.3
20º		-0.4, 0.0
25º		-0.3, 0.2
30º		-0.2, 0.3
35º		-0.2, 0.4
≥ 45º		0.0, 0.8senγ
10º	≥ 1.0	-1.3, -0.6
15º		-1.0, -0.5
20º		-0.7, -0.3
25º		-0.5, 0.0
30º		-0.3, 0.2
35º		-0.2, 0.3
≥ 45º		0.0, 0.8senγ

NOTAS que se aplican a las Tablas 4.3.3(a), (b) y (c) que, a su vez, se utilizarán con ayuda de la Figura 4.3.2 y la Figura 4.3.3.

1. En los casos donde se muestren dos valores del coeficiente C_{pe}, el techo deberá diseñarse para el más desfavorable, ya que debido a la turbulencia del viento, el techo puede estar sometido a presiones positivas o negativas. Asimismo, deben considerarse las diferentes combinaciones entre presiones exteriores e interiores con el fin de seleccionar la condición más adversa en el diseño.
2. Si se requieren valores del coeficiente de presión correspondientes a valores intermedios de γ, y de la relación $\bar{h}/d$, puede realizarse una interpolación lineal, la cual se llevará a cabo entre valores del mismo signo.

www.elsolucionario.org

Tabla 4.3.3(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA.
CUBIERTA DE BARLOVENTO (*CB*) Y CUBIERTA DE SOTAVENTO (*CS*) PARA $\gamma \leq 10°$.
CUBIERTAS TRANSVERSALES (*CT*) DE TECHOS A UNA O DOS AGUAS Y CUALQUIER ÁNGULO γ.

Zona e inclinación del techo		Relación $\bar{h}/d$	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista superior del muro de barlovento	C_{pe}	
Cubierta transversal (*CT*) de techos a una o dos aguas γ'	Cubierta de barlovento (*CB*) y sotavento(*CS*) γ			Caso 1	Caso 2
Cualquiera	$\gamma < 10^o$	≤ 0.5	0 a 0.5$\bar{h}$	-0.9	-0.4
			0.5$\bar{h}$ a 1$\bar{h}$	-0.9	-0.4
			1$\bar{h}$ a 2$\bar{h}$	-0.5	0
			2$\bar{h}$ a 3$\bar{h}$	-0.3	0.1
			> 3$\bar{h}$	-0.2	0.2
		≥ 1.0	0 a 0.5$\bar{h}$	-1.3	-0.6
			0.5$\bar{h}$ a 1$\bar{h}$	-0.7,	-0.3
			1$\bar{h}$ a 2$\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)[1]
			2$\bar{h}$ a 3$\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)
			> 3$\bar{h}$	(-0.7)	(-0.3)

NOTAS:

1. Los valores entre paréntesis se proveen para poder realizar las interpolaciones correspondientes.
2. Los casos de la última columna se analizarán de manera independiente y se seleccionará la condición más crítica para el diseño.
3. γ' es el ángulo de inclinación de la cubierta transversal.

Tabla 4.3.3(c) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA ZONAS DE TECHOS DE CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA.
CUBIERTA DE SOTAVENTO (*CS*) PARA $\gamma \geq 10°$.
CUBIERTAS TRANSVERSALES (*CT*) DE TECHOS A CUATRO AGUAS Y CUALQUIER ÁNGULO γ.

Zona e inclinación del techo		Relación $\bar{h}/d$	Ángulo de inclinación de la cubierta γ	C_{pe}
Inclinación del techo. Cubierta transversal (*CT*) de techos a cuatro aguas γ'	Cubierta de sotavento (*CS*) γ			
Cualquiera	$\gamma \geq 10°$	≤ 0.25	10° 15° 20°	-0.3 -0.5 -0.6
			≥ 25°	Para b/d < 3 : -0.6 Para 3 < b/d < 8 : -0.06(7+b/d) Para b/d > 8 : -0.9
		0.5	10° 15° 20°	-0.5 -0.5 -0.6
			≥ 25°	Para b/d < 3 : -0.6 Para 3 < b/d < 8 : -0.06(7+b/d) Para b/d > 8 : -0.9
		≥ 1.0	10° 15° 20°	-0.7 -0.6 -0.6
			≥ 25°	Para b/d < 3 : -0.6 Para 3 < b/d < 8 : -0.06(7+b/d) Para b/d > 8 : -0.9

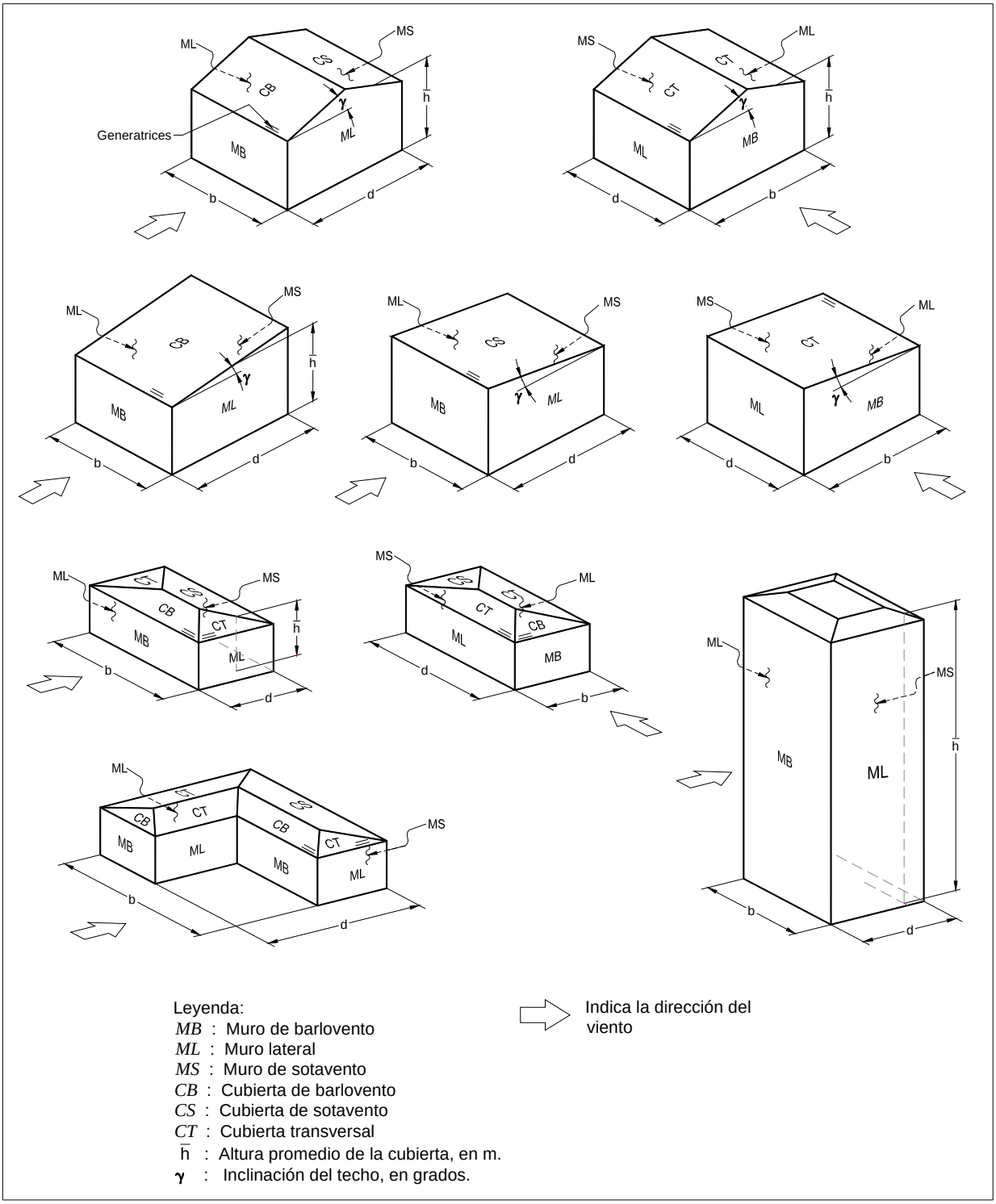


Figura 4.3.2 Definición de parámetros de construcciones con planta cerrada.

www.elsolucionario.org

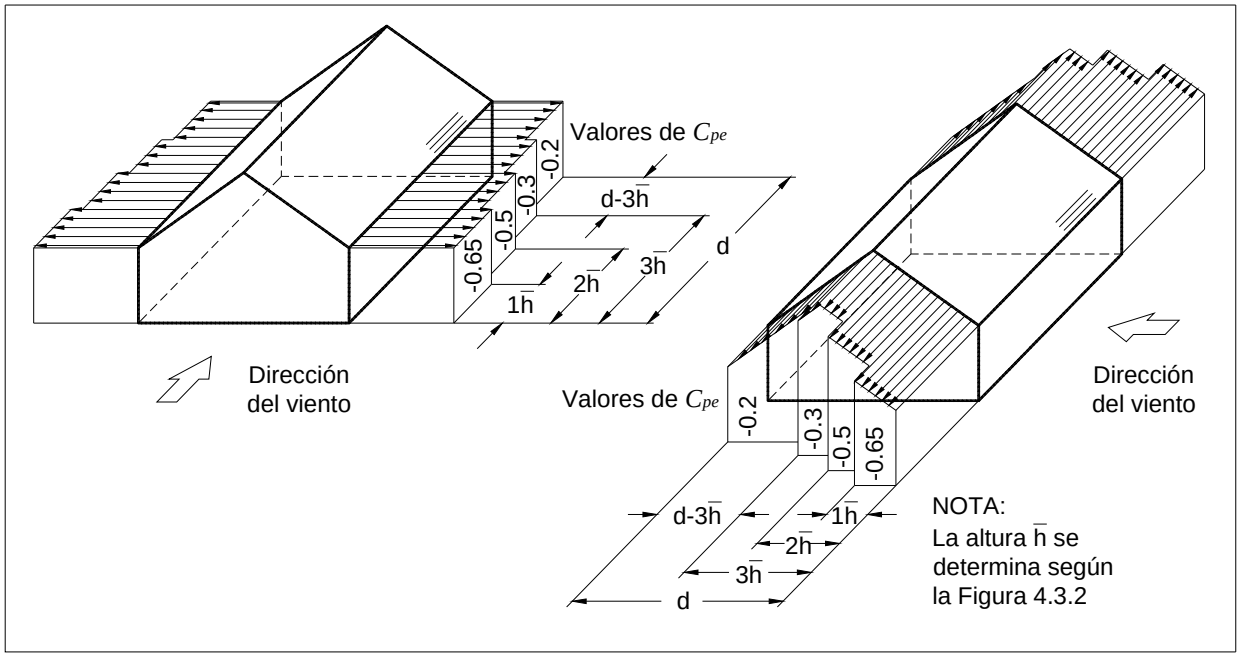


Figura 4.3.3 Definición de zonas de muros laterales para aplicar los coeficientes de presión exterior.

A continuación se especifican los valores de los factores K_A y K_L, relacionados con la ecuación 4.3.2.

- Factor de reducción de presión por tamaño de área, K_A

Los valores del factor K_A se indican en la Tabla 4.3.4 y sólo se aplican a las presiones exteriores; en ella puede observarse que este factor depende del área tributaria de diseño. Para los casos no contemplados, así como para los muros de silos, tanques cilíndricos y techos aislados, el valor de K_A será igual a la unidad.

Tabla 4.3.4 FACTOR DE REDUCCIÓN, K_A, PARA TECHOS Y MUROS LATERALES

Área tributaria en m^2 A	Factor de reducción K_A
≤10	1.0
25	0.9
≥100	0.8

NOTA: Para valores intermedios del área tributaria, A, los valores de K_A pueden interpolarse linealmente.

El área tributaria es aquélla sobre la cual se considera que actúa la presión de diseño; por ejemplo, en el caso de un sujetador de recubrimiento, ésta será el área tributaria que retendrá, en el caso de un larguero, ésta será la que resulte del producto del claro entre vigas o columnas principales por la separación entre los largueros, y para la estructura principal, su área tributaria será la que le corresponda según la distribución de marcos o elementos de carga principales.

La presión exterior, p_e, se verá afectada por el factor K_A cuando se diseñen los siguientes elementos de una construcción dada:

- estructura principal que soporta techos y muros laterales,
- recubrimientos de esos techos y muros,
- elementos que sostienen los recubrimientos (tales como los largueros), y
- sistemas de sujeción de dichos recubrimientos.

Como se observa, este factor no interviene en el diseño de los muros de barlovento y sotavento, por lo que, en estos casos, será igual a uno.

- Factor de presión local, K_L

El factor de presión local, K_L, se obtendrá de la Tabla 4.3.5 para las áreas de afectación indicadas en la Figura 4.3.4 ((a), (b) y (c)) y afectará sólo a las presiones exteriores, las cuales a su vez se combinarán con las interiores. Cuando se aplique más de un caso de los indicados en la Tabla 4.3.5, deberá emplearse el mayor valor del factor K_L correspondiente a tales casos. Para el diseño, se considerarán los valores de

K_L que causen los efectos más adversos. Sin embargo, se tomará como 1.0 si la combinación de presiones exteriores e interiores resulta así más desfavorable.

La presión exterior, p_e, será afectada por el factor K_L cuando se diseñen los siguientes elementos:

- recubrimientos de techos y muros de barlovento y laterales,
- elementos que soportan los recubrimientos (tales como los largueros), y
- sistemas de sujeción de los recubrimientos.

Cuando se diseñe la estructura principal de la construcción o se trate del muro de sotavento, este factor también se tomará igual a la unidad.

La Figura 4.3.2 y la Figura 4.3.4 ((a), (b) y (c)) complementan la Tabla 4.3.5 para aclarar todas las variables y las zonas en donde se aplica el factor de presión local. Asimismo, en el Tomo de Ayudas de Diseño se presentan figuras que corresponden a algunos casos de la Tabla 4.3.5 y de la Figura 4.3.4 ((a), (b) y (c)), así como un ejemplo de aplicación práctica con el fin de mostrar la utilización de dicha tabla.

Cuando el área de un elemento de recubrimiento, o el área tributaria de un miembro de soporte de éste, exceda las áreas de afectación indicadas en la Tabla 4.3.5, el factor de presión local, K_L, será igual a 1.0 para el área restante de dicho elemento.

Al aplicar el factor de presión local, el límite negativo del producto $K_L C_{pe}$ será de -2.0.

Para techos con pendientes menores que 10º y con parapetos, los valores de K_L, para las áreas CBA1 y CBA2 (véase la Figura 4.3.4) para la superficie que quede expuesta del lado de de sotavento del parapeto, pueden ser modificados multiplicando los valores de la Tabla 4.3.5 por el factor de reducción por parapetos, K_r, dado en la Tabla 4.3.6.

www.elsolucionario.org

Tabla 4.3.5 FACTOR DE PRESIÓN LOCAL, K_L, PARA RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES

Presión externa	Referencia de las áreas	$\bar{h}$ (m)	Área de afectación A_f (m^2)	Proximidad al borde	K_L
Empuje (+)	MBA1	Cualquiera	≤ 0.25 a_0^2	Cualquiera	1.25
Succión (-)	CBA1	Cualquiera	≤ a_0^2	< a_0	1.50
	CBA2	Cualquiera	≤ 0.25 a_0^2	< 0.5 a_0	2.00
	CSA3	Cualquiera	≤ a_0^2	< a_0	1.50
	CSA4	Cualquiera	≤ 0.25 a_0^2	< 0.5 a_0	2.00
	MLA1	≤ 25	≤ a_0^2	< a_0	1.50
	MLA2		≤ 0.25 a_0^2	< 0.5 a_0	2.00
	MLA3	> 25	≤ 0.25 a_0^2	> a_0	1.50
	MLA4		≤ a_0^2	< a_0	2.00
	MLA5		≤ 0.25 a_0^2	< 0.5 a_0	3.00
Todas las otras áreas, empuje o succión.	---	Cualquiera	---	---	1.00

NOTAS:

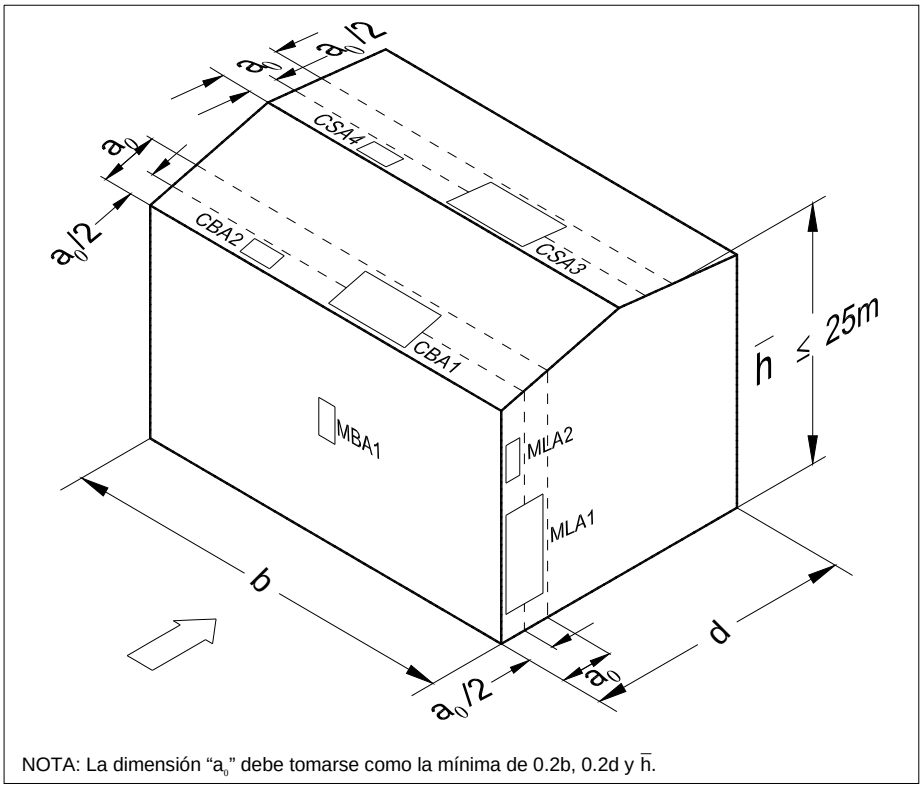
1. Los casos de presiones negativas (succiones) son alternativos y no se aplican simultáneamente.
2. Para techos de edificios bajos que se encuentren adyacentes a edificios altos, y para construcciones altas que tengan muros con bordes inclinados o con salientes, expuestos a condiciones de alta turbulencia, un factor de presión local con un valor de 3.0 no resulta conservador. Estas situaciones están fuera del alcance de este manual por lo que deberá realizarse un estudio especializado.
3. Si un área de recubrimiento está sometida a más de un caso de los indicados en esta tabla, utilice el mayor valor obtenido para tales casos.
4. El área de afectación debe compararse con la tributaria para definir en qué área se aplican los valores de K_L que aquí se indican.
5. Cuando γ (ángulo de inclinación del techo) sea menor que diez grados, la zona de afectación del techo se definirá como si éste fuese horizontal, por lo que el factor de presión local no se aplicará en la zona de la cumbrera.
6. La dimensión "a_0", en m, y las referencias de las áreas se definen en la Figura 4.3.4, casos (a), (b) y (c).

Tabla 4.3.6 FACTOR DE REDUCCIÓN DE PRESIÓN LOCAL, K_r, POR PARAPETOS

$\bar{h}$	h_p	K_r
≤ 25 m	≤ 0.07 $\bar{h}$	1.0
	0.10 $\bar{h}$	0.8
	≥ 0.20 $\bar{h}$	0.5
> 25 m	≤ 0.02 D	1.0
	0.03 D	0.8
	≥ 0.05 D	0.5

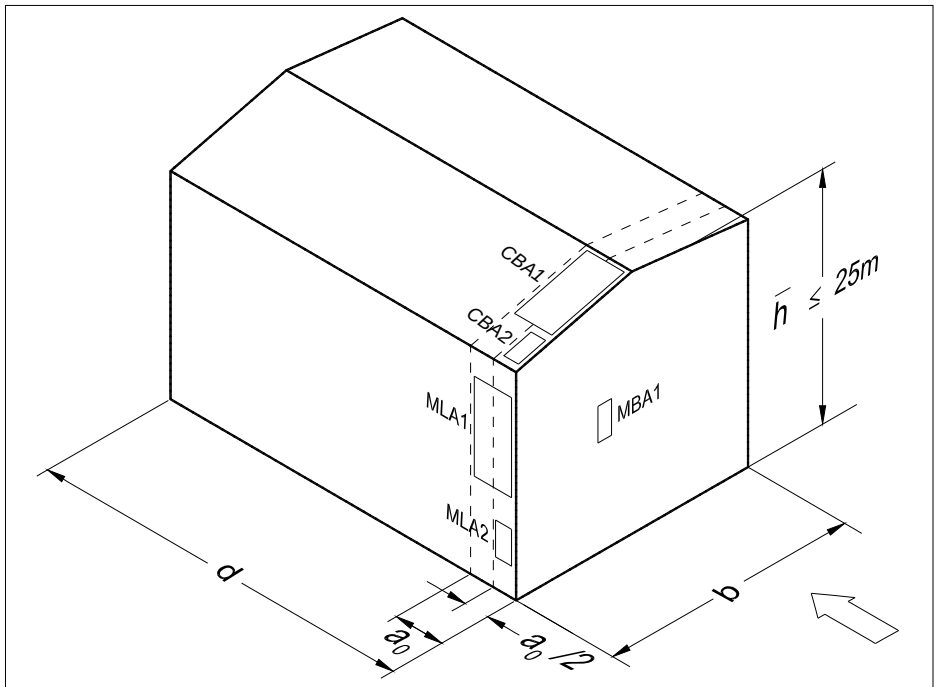
NOTAS:

1. h_p es la altura del parapeto medida desde el nivel de la cubierta, mientras que D es la menor dimensión horizontal de la construcción, ambas dimensiones en m.
2. Para valores intermedios puede emplearse una interpolación lineal.
3. Estos valores se utilizan para modificar los valores de la Tabla 4.3.5.



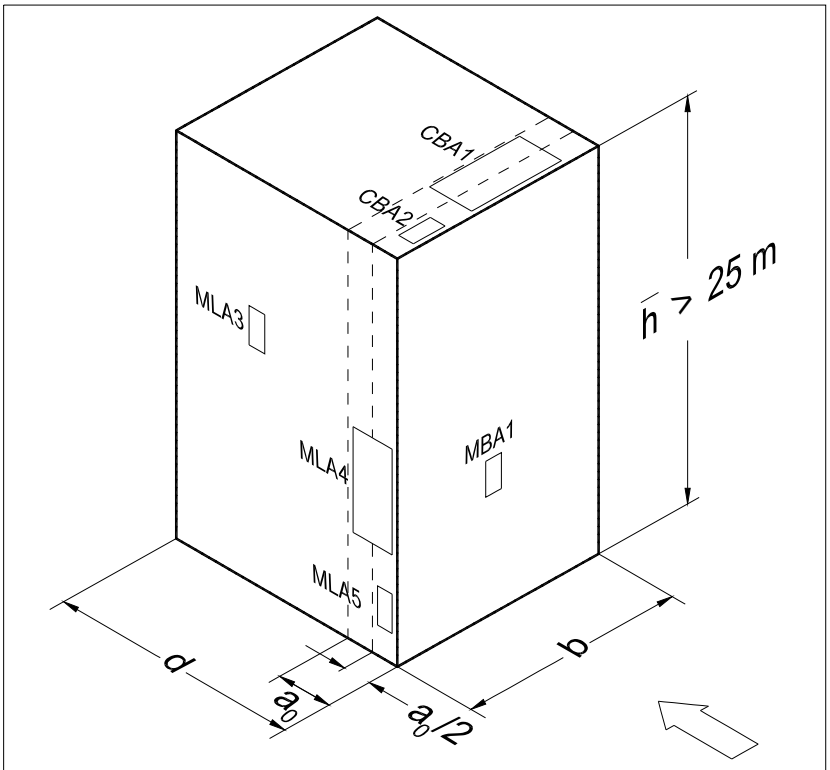
NOTA: La dimensión "a_0" debe tomarse como la mínima de 0.2b, 0.2d y $\bar{h}$.

Figura 4.3.4(a) Zonas para la determinación de los factores de presión local, K_L, para recubrimientos y sus soportes.
Viento normal a las generatrices.



NOTA: La dimensión "a_0" debe tomarse como la mínima de 0.2b, 0.2d y $\bar{h}$.

Figura 4.3.4(b) Zonas para la determinación de los factores de presión local, K_L, para recubrimientos y sus soportes. Viento paralelo a las generatrices.



NOTA: La dimensión "a_0" debe tomarse como la mínima de 0.2b, 0.2d y $\bar{h}$.

Figura 4.3.4(c) Zonas para la determinación de los factores de presión local, K_L, para recubrimientos y sus soportes. Construcciones con techo plano y alturas mayores que 25 m.

www.elsolucionario.org

4.3.2.1.2 Presiones interiores

La presión interior, p_i, se calculará utilizando la expresión:

$$p_i = C_{pi}\, q_z \qquad (4.3.3)$$

en donde:

p_i es la presión interior, en Pa,

C_{pi} el coeficiente de presión interior, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base, en Pa, (inciso 4.2.5).

Es importante remarcar que esta presión interior se considerará constante sobre todas las superficies interiores de la construcción y que, para diseñar las estructuras y sus recubrimientos, deberá tomarse en cuenta que las presiones interiores actúan simultáneamente con las exteriores descritas en el inciso 4.3.2.1.1, debiéndose seleccionar la combinación de ellas que resulte más desfavorable. Asimismo, para su cálculo se considerará la altura promedio de la construcción, $\bar{h}$.

Los distintos valores del coeficiente de presión interior, C_{pi}, se dan en las Tablas 4.3.7(a) y 4.3.7(b); la primera de ellas se aplica cuando las superficies permiten pequeñas filtraciones al interior de la construcción –no son impermeables-, mientras que la segunda es aplicable cuando existen aberturas de tamaño considerable sobre las superficies que conforman la estructura. En estas tablas se emplean los conceptos de permeabilidad, aberturas y aberturas dominantes, las que se definen a continuación.

a) Permeabilidad. Si en una estructura existen huecos o hendiduras que permiten que el flujo de viento penetre a su interior, entonces se presentan presiones interiores que pueden alcanzar magnitudes importantes o actuar simultáneamente con las exteriores provocando condiciones desfavorables, por lo que deberán tomarse en cuenta. Para fines de este capítulo, la permeabilidad de una superficie se define como el cociente entre el área de las hendiduras y huecos, resultado de las tolerancias normales de la construcción, y el área total de esa superficie; en esta permeabilidad también pueden incluirse aberturas o huecos pequeños tales como ventilas de ventanas. Dado que resulta poco práctico evaluar esta permeabilidad, en la Tabla 4.3.7(a) se incluyen diferentes

casos que, en forma cualitativa, toman en cuenta la permeabilidad de las superficies expuestas.

Tabla 4.3.7(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN INTERIOR, C_{pi}, PARA CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA Y MUROS PERMEABLES

Condiciones de permeabilidad posibles	C_{pi}
1. Un muro permeable, los otros impermeables: a) Muro de barlovento permeable b) Muro de barlovento impermeable (Casos a y b de la Figura 4.3.5, respectivamente)	 0.6 -0.3
2. Dos o tres muros igualmente permeables, el (los) otro(s) impermeable(s): a) Muro de barlovento permeable b) Muro de barlovento impermeable (Casos c y d de la Figura 4.3.5, respectivamente)	 -0.1 o 0.2 según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable. -0.3
3. Todos los muros igualmente permeables (Caso e de la Figura 4.3.5)	-0.3 o 0.0 según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable.
4. Construcciones selladas eficientemente y que tengan ventanas que no puedan abrirse. (Caso f de la Figura 4.3.5)	-0.2 o 0.0 según lo que produzca la combinación de carga más desfavorable

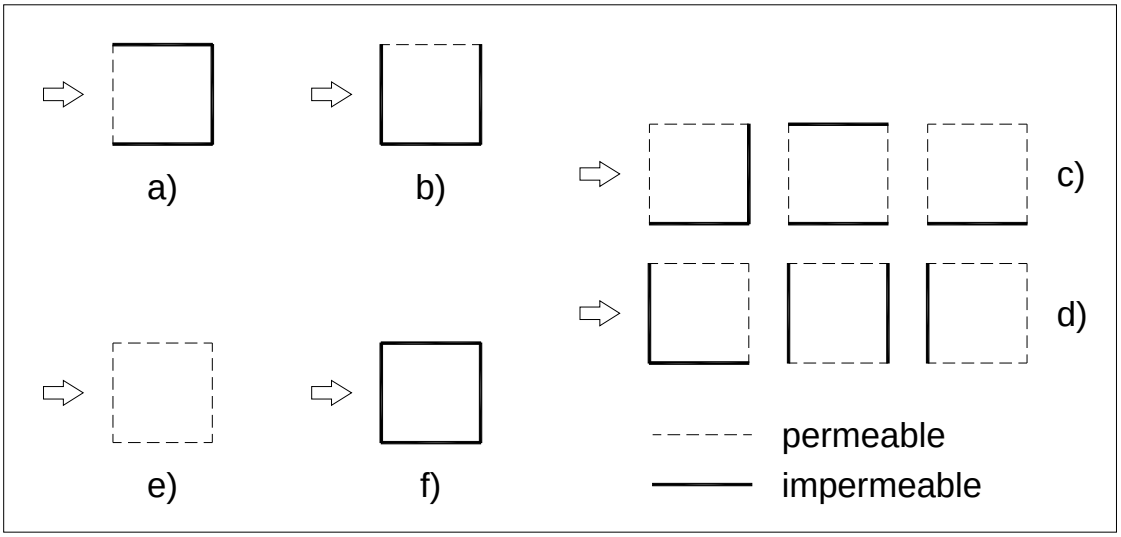


Figura 4.3.5 Ejemplos que muestran diferentes casos de permeabilidad en muros de edificaciones. La flecha indica la dirección del viento.

Tabla 4.3.7(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN INTERIOR, C_{pi}, PARA CONSTRUCCIONES CON PLANTA RECTANGULAR CERRADA Y MUROS Y TECHOS CON ABERTURAS DOMINANTES

	Relación entre el área de las aberturas dominantes y la suma de las áreas de las aberturas del techo y de los otros muros (incluyendo el área de posible permeabilidad),				
Ubicación de las aberturas dominantes	≤ 0.5	1	2	3	≥ 6
a) En el muro de barlovento (*MB*); (caso a de la Figura 4.3.6)	-0.3,0.0	-0.1,0.2	0.7 C_{pe}	0.85 C_{pe}	C_{pe}
b) En el muro de sotavento (*MS*); (caso b de la Figura 4.3.6)	-0.3,0.0	-0.3,0.0	0.7 C_{pe}	0.85 C_{pe}	C_{pe}
c) En un muro lateral (*ML*); (caso c de la Figura 4.3.6)	-0.3,0.0	-0.3,0.0	0.7 C_{pe}	0.85 C_{pe}	C_{pe}
d) En el techo	-0.3, 0.0	-0.3,0.15 C_{pe}	0.7 C_{pe}	0.85 C_{pe}	C_{pe}

NOTAS:

1. El valor de C_{pe} que se seleccione debe corresponder al de la superficie con la abertura dominante. Por ejemplo, para el caso en el que la abertura dominante se ubique en el muro en sotavento, cuando la relación entre el área total de las aberturas dominantes y el área total del techo y de los otros muros sea 2, el C_{pi} será igual a 0.7 C_{pe}, en donde el valor del C_{pe} deberá tomarse de la Tabla 4.3.1 para muros en sotavento.
2. Dado que en las Tablas 4.3.2 y 4.3.3 el C_{pe} varía según la zona de la superficie, para calcular el C_{pi} deberá localizarse, en la superficie en cuestión, el centroide de las aberturas y tomar el valor correspondiente a esa posición.

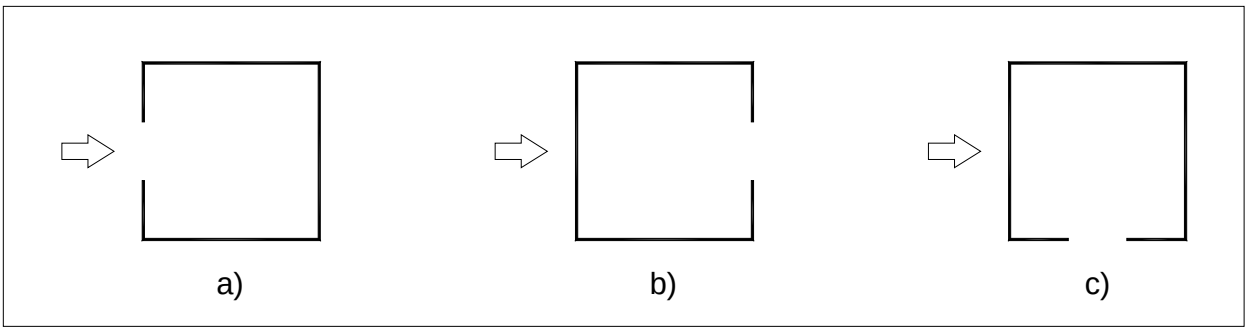


Figura 4.3.6 Ejemplos que muestran diferentes casos de aberturas en muros de edificaciones. La flecha indica la dirección del viento.

b) Aberturas. Se consideran como tales las puertas y ventanas abiertas, ventilas para aire acondicionado y sistemas de ventilación, y aberturas en los recubrimientos, entre otras.

www.elsolucionario.org

c) Aberturas dominantes. Se presentan sobre una superficie cuando la suma del área de sus aberturas excede la suma de las áreas de las aberturas de cualquiera de las otras superficies; en estas aberturas no se incluye la permeabilidad. Una abertura dominante no necesariamente es grande y también puede presentarse como resultado de un escenario particular al producirse una abertura mientras otras están cerradas.

La Tabla 4.3.7(a) se empleará cuando se considere el caso en el que las aberturas estén cerradas y la permeabilidad predomina. Por el contrario, la Tabla 4.3.7(b) se empleará en el caso en el que las aberturas estén abiertas.

En regiones propensas a ciclones, las ventanas deberán considerarse como aberturas, a menos que sean capaces de resistir el impacto de una pieza de madera de 4 kg y con sección transversal de 100 mm x 50 mm, que las golpee a una velocidad de 15 m/s. Este requisito puede ser diferente en el caso de estructuras especiales, en cuyo caso deberá justificarse el empleo de otros valores.

4.3.2.2 Construcciones de techos horizontales con extremos inclinados

El coeficiente de presión exterior, C_{pe}, de techos horizontales con extremos inclinados (Figura 4.3.7) para la dirección del viento normal a las generatrices ($\theta = 0º$) se determinará, con base en la Tabla 4.3.3, como sigue: para la zona inclinada en barlovento (B) se emplearán los valores que corresponden a la cubierta de barlovento (CB); para la zona central horizontal (C) y la inclinada de sotavento (S) se utilizarán los valores que corresponden a la cubierta de sotavento (CS), usando la misma inclinación.

Para la dirección del viento paralela a las generatrices ($\theta = 90º$), dicho coeficiente se obtendrá de la Tabla 4.3.3(b), usando la inclinación γ correspondiente. Para este caso, las zonas B y S que se muestran en la Figura 4.3.7 deberán considerarse como cubiertas transversales (CT).

Los coeficientes de presión exterior en los muros se obtendrán de las Tablas 4.3.1 y 4.3.2.

Las presiones exteriores correspondientes se determinarán según se indica en el inciso 4.3.2.1.1, aplicando los factores de presión local, K_L, que ahí se señalan para el

diseño de los recubrimientos; en el caso del techo, estos factores locales se determinarán suponiendo que éste fuese plano y horizontal. Finalmente, las presiones interiores se obtendrán conforme al inciso 4.3.2.1.2.

Para el cálculo de las presiones, a excepción del muro de barlovento, en todas las superficies restantes se considerará la altura promedio del techo, $\bar{h}$.

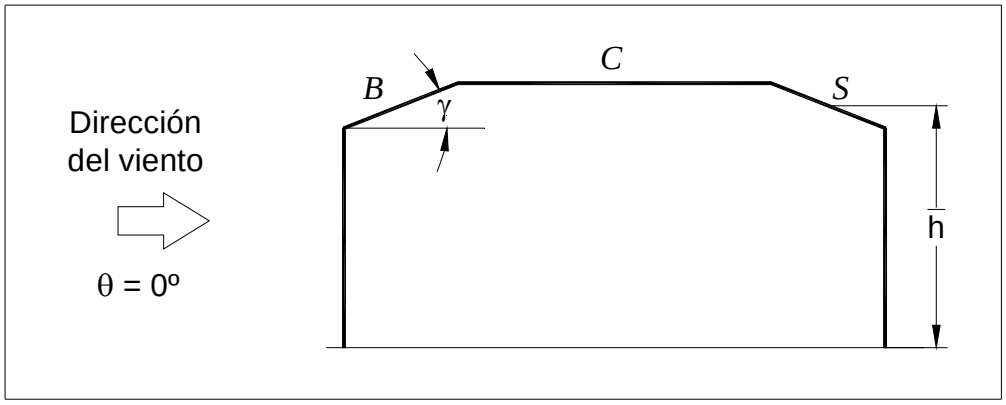


Figura 4.3.7 Techos horizontales con extremos inclinados.

4.3.2.3 Construcciones con techos de claros múltiples (γ < 60°)

Los valores del coeficiente de presión exterior, C_{pe}, para construcciones con claros múltiples que tengan techos a dos aguas o dentados en forma de sierra, (véase la Figura 4.3.8, casos (a) y (b)), para las direcciones del viento perpendiculares a las generatrices ($\theta = 0º$ y $\theta = 180º$), se obtendrán de las Tablas 4.3.8 y 4.3.9, respectivamente. En los casos en que se dan dos valores, el techo deberá diseñarse para el más desfavorable. Los valores de la presión deben calcularse para la altura promedio del techo, $\bar{h}$, exceptuando el muro de barlovento.

Tabla 4.3.8 COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA CONSTRUCCIONES CON TECHOS A DOS AGUAS EN CLAROS MÚLTIPLES

Dirección del viento (θ)	Coeficiente de presión exterior (C_{pe})				
	a	*c*	*g*	*m*	*s*
0º y 180º	0.7	De la Tabla 4.3.3, tómense los valores para $\bar{h}/d$ y γ correspondientes		-0.3 y 0.2 para γ < 10° -0.5 y 0.3 para γ ≥ 10°	-0.2

Tabla 4.3.9 COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA CONSTRUCCIONES CON TECHOS DENTADOS EN FORMA DE SIERRA

Dirección del viento (θ)	Coeficiente de presión exterior (C_{pe})								
	primer claro		segundo claro		otros claros intermedios		último claro		
	a	*c*	*g*	*j*	*m*	*n*	*x*	*y*	*s*
0º	0.7	-0.9	-0.9	-0.5,0.2	-0.5,0.5	-0.5,0.3	-0.3, 0.5	-0.4	-0.2
180º	-0.2	-0.2, 0.2	-0.3	-0.2,0.2	-0.4	-0.4	-0.7	-0.3	0.7

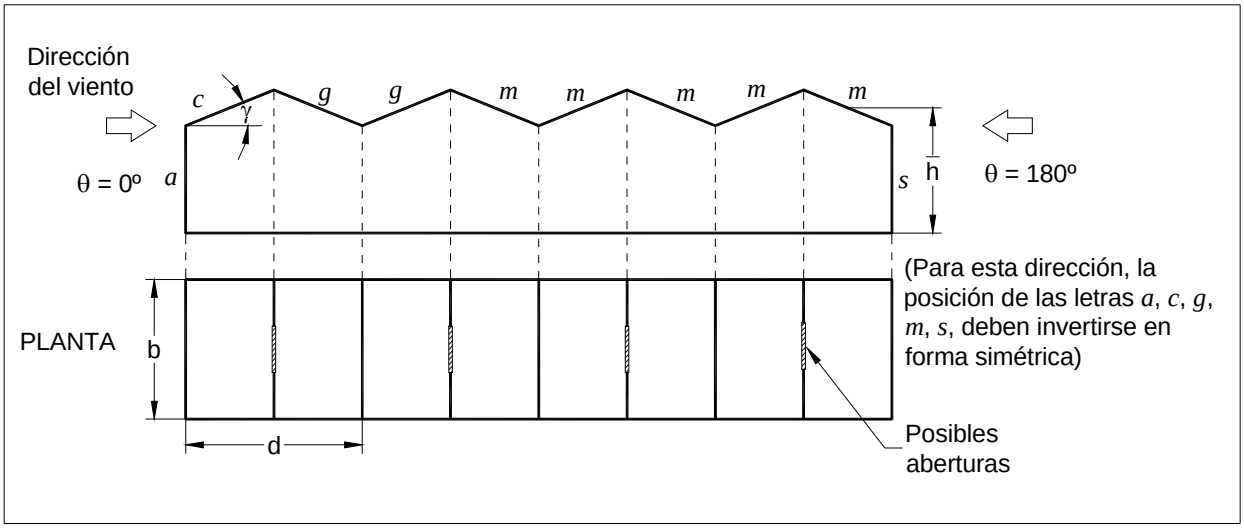


Figura 4.3.8(a) Techos a dos aguas en claros múltiples.

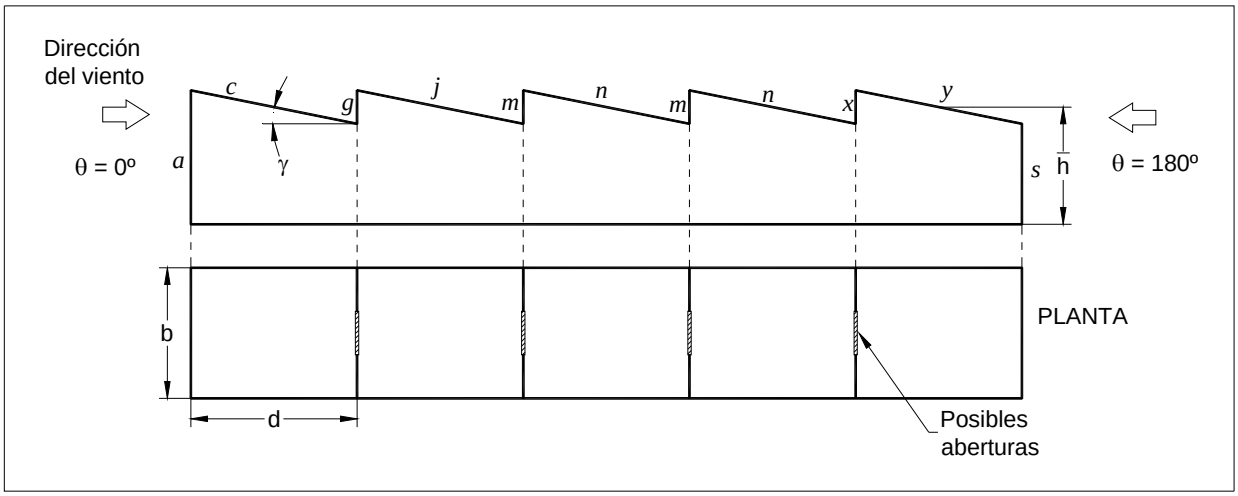


Figura 4.3.8(b) Techos dentados en forma de sierra.

www.elsolucionario.org

Cuando el viento actúa en dirección perpendicular a las generatrices (θ = 0º o θ = 180º), los valores del coeficiente de presión exterior para los muros laterales se obtendrán de la Tabla 4.3.2.

En la dirección paralela a las generatrices (θ = 90º o θ = 270º), los coeficientes de presión exterior para los techos deberán obtenerse la Tabla 4.3.3(b), pero adicionándoles el valor dado por [-0.05 (n – 1)] en la región de 0 a 1$\bar{h}$ a partir de la arista superior del borde de barlovento; $n \leq 4$ es el número total de claros.

Cuando el viento actúa en dirección paralela a las generatrices (θ = 90º o θ = 270º), los valores del coeficientes de presión exterior para los muros de barlovento y sotavento deberán obtenerse de la Tabla 4.3.1 según corresponda. Por su parte, para esta misma dirección, los coeficientes de presión exterior para los muros laterales se obtendrán de la Tabla 4.3.2.

Las presiones exteriores correspondientes se calcularán según se indica en el inciso 4.3.2.1.1, aplicando los factores de presión local, K_L, que ahí se señalan para el diseño de los recubrimientos; en el caso del techo, estos factores locales se determinarán considerando que éste fuese plano y horizontal.

Las presiones interiores se obtendrán de acuerdo con el inciso 4.3.2.1.2 y con ayuda de las Tablas 4.3.7(a) y 4.3.7(b), excepto cuando existan aberturas dominantes en el techo, en cuyo caso el coeficiente de presión interna se tomará igual a $\pm$ 0.8, el que resulte más desfavorable.

4.3.2.4 Construcciones con cubierta de arco circular

A continuación se presenta el procedimiento para obtener las presiones de diseño en construcciones con cubierta de arco circular. Es importante señalar que este método también es aplicable cuando dichas cubiertas estén soportadas por muros, siempre y cuando la altura de éstos no exceda los 3 metros, como se muestra en la Figura 4.3.9(a).

a) Presión exterior para diseño de la estructura principal

La presión exterior, p_e, en cubiertas de arco circular como la que se muestra en la Figura 4.3.9(a) se calculará con la siguiente expresión:

$$p_e = C_{pe} q_z \qquad (4.3.4)$$

en donde:

p_e es la presión exterior, en Pa,

C_{pe} el coeficiente de presión exterior, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base del viento evaluada en h + H_c (véase la Figura 4.3.9(a)) de acuerdo con lo especificado en el inciso 4.2.5, en Pa.

En la Figura 4.3.9(b) se muestra el coeficiente C_{pe} en función de la longitud normalizada L/H_c y para el caso en el que la dirección del viento es paralela a las generatrices. En la Tabla 4.3.10(a) se dan los valores del coeficiente de presión exterior para el caso del viento con dirección normal a las generatrices.

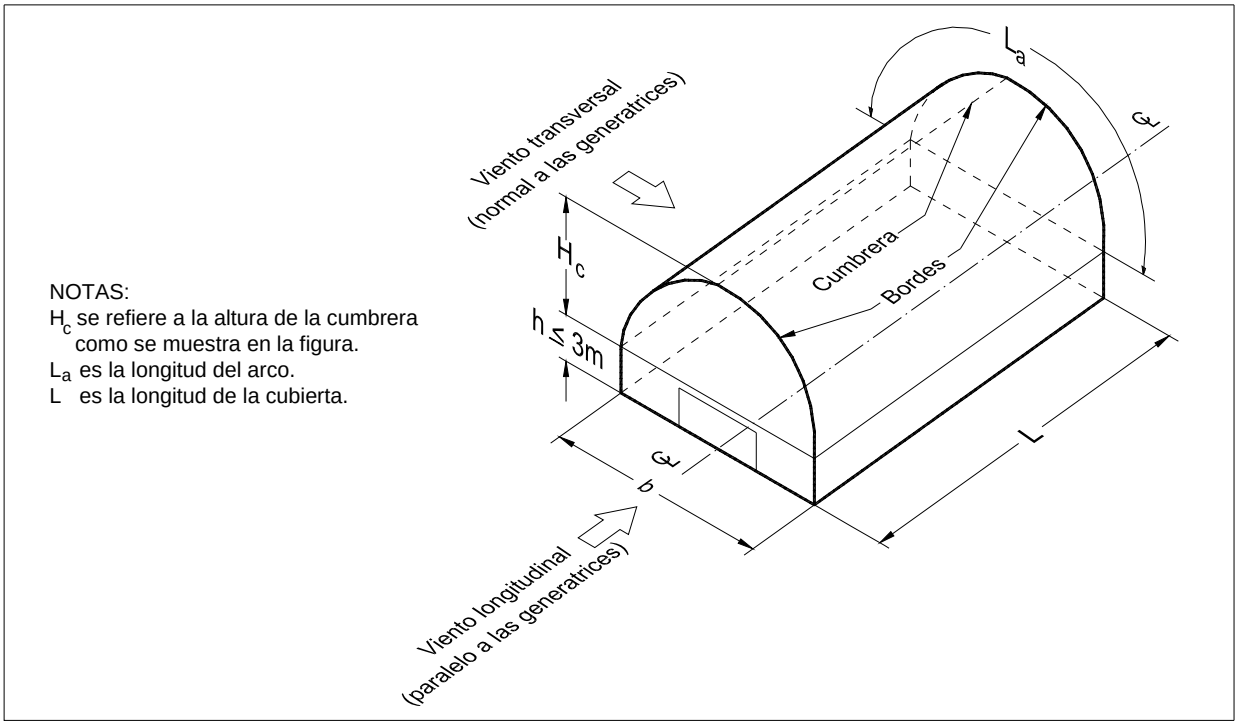


Figura 4.3.9(a) Construcciones con cubierta de arco circular.

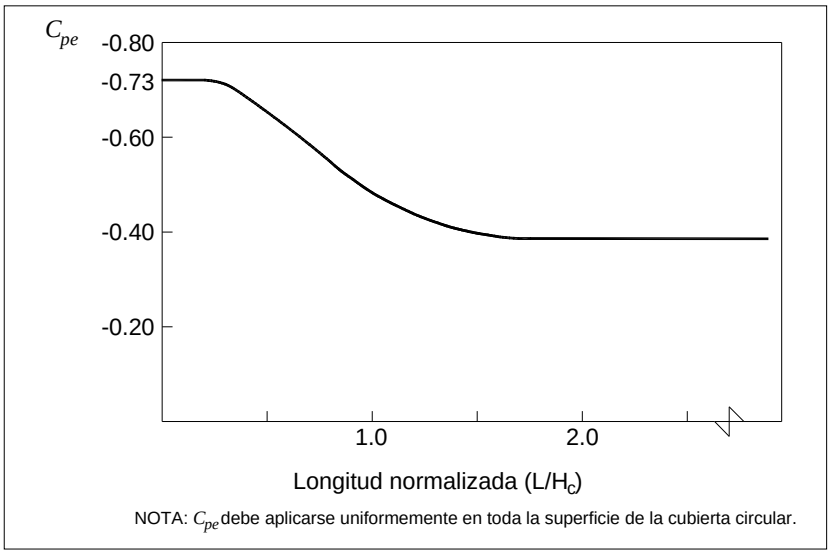


Figura 4.3.9(b) Coeficiente de presión exterior, $C_{pe,}$ para construcciones con cubierta de arco circular. Viento paralelo a las generatrices

Tabla 4.3.10(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN EXTERIOR, C_{pe}, PARA CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR. VIENTO NORMAL A LAS GENERATRICES.

Relación altura-claro $\lambda_c = H_c/b$	Zonas localizadas a lo largo de la nave	Coeficiente de presión exterior (C_{pe})		
		Barlovento (B)	Zona central (C)	Sotavento (S)
$0.20 < \lambda_c < 0.35$	Extrema	0.33	-0.67	-0.42
	Intermedia	0.33	-0.38	-0.31
$0.35 \leq \lambda_c < 0.60$	Extrema	0.40	-0.54	-0.42
	Intermedia	0.40	-0.46	-0.35

NOTAS:

1. Los parámetros que se emplean en esta tabla, se ilustran en la Figura 4.3.9, casos (a) y (c).
2. Cuando la cubierta se asemeje a un arco circular, puede utilizarse esta tabla; de lo contrario, deberá realizarse un estudio especializado.
3. Si en la cumbrera del techo se coloca un extractor atmosférico o linternilla que tenga una altura de por lo menos 5% de la altura total del techo, se le sumará 0.3 al coeficiente de presión exterior correspondiente a la zona central de la cubierta; por ejemplo, cuando el coeficiente de presión sea igual a -0.67 en la zona central, deberá sustituirse por (-0.67 + 0.3)= -0.37. Dichas reducciones no se realizarán para la dirección del viento paralela a las generatrices ya que, en este caso, el ventilador tiene poco efecto sobre el flujo del aire y sobre las presiones exteriores resultantes.

www.elsolucionario.org

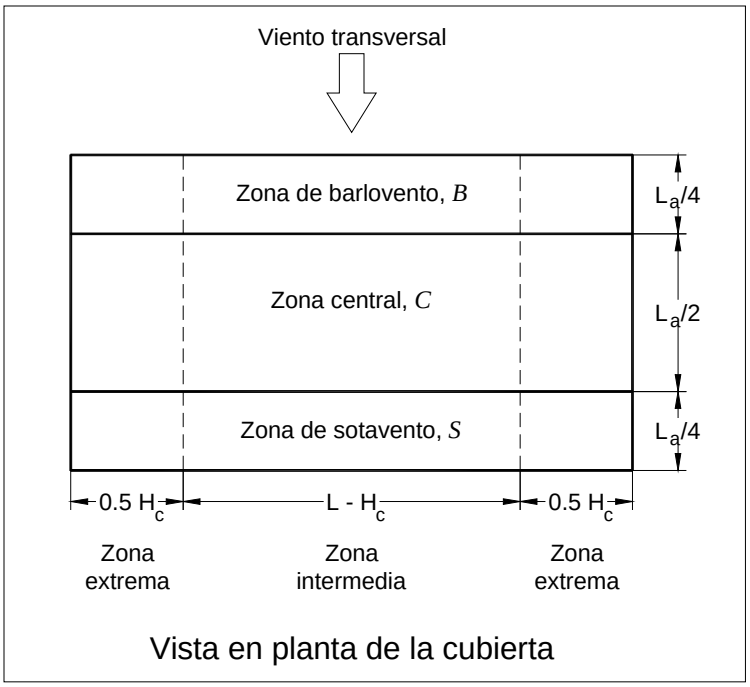


Figura 4.3.9(c) Zonas consideradas para los coeficientes de presión exterior de construcciones con cubierta de arco circular. Viento normal a las generatrices.

Las presiones exteriores en los muros de la construcción (Figura 4.3.9(a)), se determinarán de acuerdo con lo indicado en el inciso 4.3.2.1.1 de construcciones de planta rectangular cerrada; la pendiente del techo, γ, que se utilizará será la que corresponda a la secante del arco que une el punto de la cumbrera con el del arranque.

b) Presiones para diseño de elementos de recubrimiento y secundarios

Las presiones exteriores que toman en cuenta los efectos locales y que se emplean para diseñar los recubrimientos de la cubierta, sus elementos de soporte y sujetadores, se evaluarán con:

$$p_l = C_{pl}\, q_z \qquad (4.3.5)$$

en donde:

p_l es la presión local, en Pa,

C_{pl} el coeficiente de presión local, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa, (inciso 4.2.5).

En ningún caso deben aplicarse las recomendaciones del inciso 4.3.2.1.1 referentes a los factores locales K_A y K_L. Los valores del coeficiente C_{pl} se dan en la Figura 4.3.9(d), en la que se observa que éstos dependen de la distancia al borde normalizada, x/H_c, y de la relación $\lambda_c = H_c/b$, la que a su vez clasifica a las cubiertas en los Grupos I y II. Los parámetros utilizados en esta figura se ilustran en la Figura 4.3.9(a). Estos valores no dependen de la dirección del viento. Las presiones correspondientes se calcularán para la altura $h + H_c$. Cuando las cubiertas de arco circular tengan muros laterales, a éstos se les aplicarán las presiones definidas para construcciones cerradas.

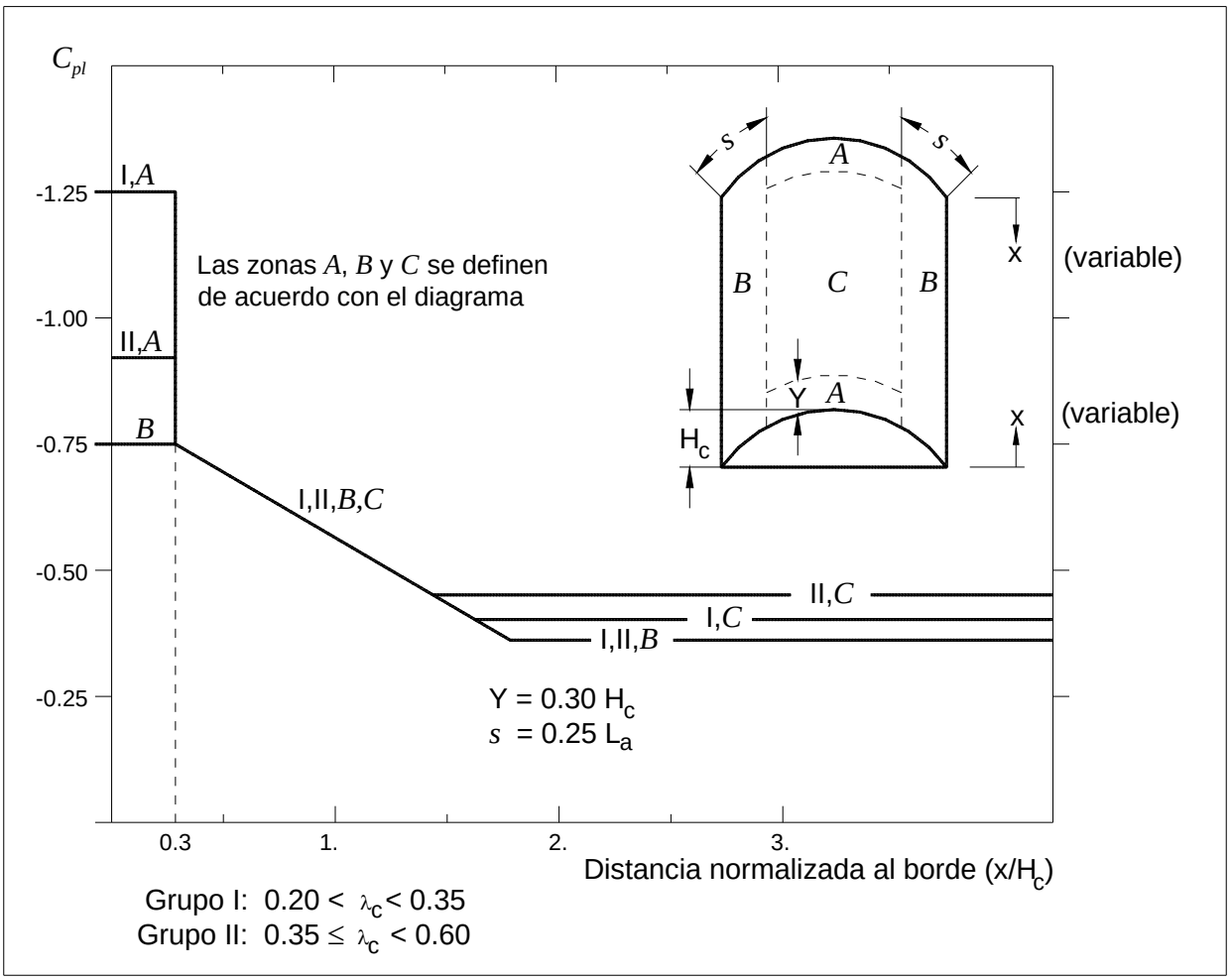


Figura 4.3.9(d) Coeficiente de presión local, C_{pl} para los elementos de recubrimientos de las construcciones con cubierta de arco circular.

c) Presión interior

Ésta se calculará empleando la siguiente ecuación:

$$p_i = C_{pi}\, q_z \qquad (4.3.6)$$

en donde:

p_i es la presión interior, en Pa,

C_{pi} el coeficiente de presión interior, adimensional, sus valores se presentan en la Tabla 4.3.10(b), y

q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa, (inciso 4.2.5).

Tabla 4.3.10(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN INTERIOR, C_{pi}, PARA CONSTRUCCIONES CON CUBIERTA DE ARCO CIRCULAR

Altura (m)	Abertura en barlovento	Abertura en sotavento
$H_c \leq 3$	0.51	-0.17
$3 < H_c < 9$	$0.6 - 0.03\, H_c$	$-0.19 + 0.0067\, H_c$
$9 \leq H_c \leq 15$	0.33	-0.13

NOTAS:

1. Los valores de esta tabla sólo se aplican cuando la estructura tiene aberturas en alguno de los muros (barlovento o sotavento), las cuales pueden abarcar del 15 al 25% del área de la superficie donde se encuentre.
2. Cuando la abertura dominante se localice en un muro lateral para una dirección del viento dada, el coeficiente de presión interior se determinará a partir del caso c) de la Tabla 4.3.7(b): abertura dominante en un muro lateral, tomando en cuenta las consideraciones ahí anotadas.
3. Para alturas mayores que 15 m, se recomienda realizar un estudio especializado que involucre pruebas experimentales en túnel de viento.

Cuando se diseñe la estructura principal, deberá considerarse que las presiones interiores actúan simultáneamente con las presiones o las succiones exteriores (inciso a) y de manera constante; asimismo, éste será el caso con las succiones locales (inciso b) para diseñar los elementos de recubrimiento, sus elementos de soporte y sujetadores. En ambos casos debe seleccionarse la combinación que resulte más desfavorable. La presión interior se calculará para la altura $h + H_c$, en cualquiera de estos casos.

www.elsolucionario.org

4.3.2.5 Techos aislados

Deberá tomarse en cuenta que los techos aislados a una o dos aguas y los invertidos (por ejemplo, los paraguas) están divididos en dos mitades (Figura 4.3.10), y que cada mitad está sometida a la presión neta dada por:

$$p_n = C_{pn}\, K_A\, K_L\, q_z \qquad (4.3.7)$$

en donde:

p_n es la presión neta, en Pa,

C_{pn} el coeficiente de presión neta, el cual corresponde al C_{pb} en la parte de barlovento, y al C_{ps} en la de sotavento, adimensional,

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, en este caso se toma igual a 1, adimensional,

K_L el factor de presión local dado en la Tabla 4.3.14, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base, en Pa, calculada de acuerdo con lo indicado en el inciso 4.2.5.

En las Tablas 4.3.11 a 4.3.13 se presentan los valores del coeficiente de presión neta en cada mitad del techo aislado (barlovento o sotavento). En los casos en que se dan dos valores, deberá seleccionarse el que produzca las condiciones más desfavorables, considerando las dos mitades.

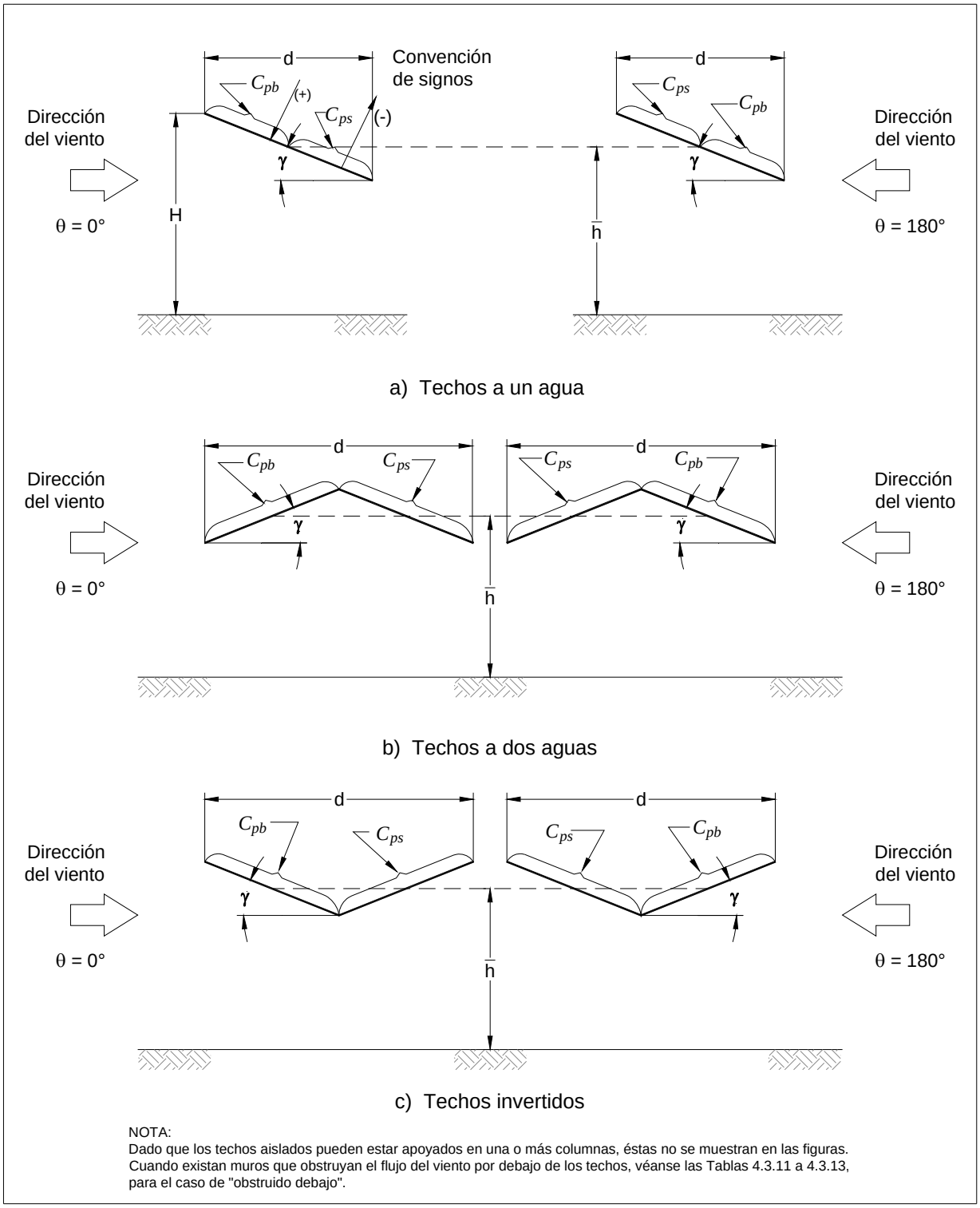


Figura 4.3.10 Techos aislados.

Tabla 4.3.11(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN TECHOS AISLADOS A UN AGUA PARA $0.25 \leq \bar{h}/d \leq 1$

Pendiente del techo (γ)	Ángulo (θ)	C_{pb}		C_{ps}	
		Libre debajo[3]	Obstruido debajo[4]	Libre debajo[3]	Obstruido debajo[4]
0º	0º	-0.3, 0.4	-1.0, 0.4	-0.4, 0.0	-0.8, 0.4
15º		-1.0, 0.0	-1.5, 0.0	-0.6, 0.0	-1.0, 0.2
30º		-2.2, 0.0	-2.7, 0.0	-1.1, -0.2	-1.3, 0.0
0º	180º	-0.3, 0.4	-1.0, 0.4	-0.4, 0.0	-0.8, 0.4
15º		0.0, 0.8	0.0, 0.8	0.0, 0.4	-0.2, 0.0
30º		0.0, 1.6	0.0, 1.6	0.0, 0.8	0.0, 0.0

NOTAS SOBRE LAS TABLAS 4.3.11 a 4.3.13:

1. Estas tablas se utilizan con ayuda de la Figura 4.3.10.
2. Con el fin de obtener valores intermedios para techos con pendientes diferentes a las indicadas, puede realizarse una interpolación lineal, la cual se llevará a cabo únicamente entre valores del mismo signo. Si no hay valores del mismo signo, se interpolará con un valor de cero.
3. "Libre debajo" significa que las mercancías o materiales almacenados bajo el techo bloquean menos del 50% del área de la sección transversal expuesta al viento.
4. "Obstruido debajo" significa que el 75% o más del área de la sección transversal se encuentra obstruida.
5. La interpolación lineal se permite para valores de obstrucción intermedios. La interpolación se realizará entre valores del mismo signo. Cuando no se tengan valores del mismo signo, la interpolación se realizará con un valor igual a cero.
6. En todos los casos de la Figura 4.3.10, cuando $\theta = 90º$ se utilizará la Tabla 4.3.11(a) con $\gamma = 0º$, excepto los que cumplen con las condiciones de la Tabla 4.3.11(b), siguiendo el mismo criterio de dividir el techo en dos mitades en las direcciones del viento

Tabla 4.3.11(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN ZONAS DE TECHOS AISLADOS A UN AGUA CON $\gamma \leq 5º$ y $\theta = 0º$ O 180°, PARA $0.05 \leq \bar{h}/d < 0.25$, O PARA TODOS LOS γ y $\theta = 90º$.

γ	Distancia horizontal sobre el techo medida a partir de la arista de barlovento	Coeficiente de presión neta (C_{pn})
≤ 5° y θ = 0°, 180° o Cualquiera y θ = 90°	0 a $1\bar{h}$	Valores de C_{pb} en la Tabla 4.3.11(a) para $\gamma = 0º$
	$1\bar{h}$ a $2\bar{h}$	Valores de C_{ps} en la Tabla 4.3.11(a) para $\gamma = 0º$
	> $2\bar{h}$	-0.2, 0.2 para libre debajo -0.4, 0.2 para obstruido debajo

NOTA: Para determinar la distancia horizontal véase la Figura 4.3.3.

www.elsolucionario.org

Tabla 4.3.12 COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN TECHOS AISLADOS A DOS AGUAS PARA $0.25 \leq \bar{h}/d \leq 1$

Pendiente del techo (γ)	Ángulo (θ)	C_{pb}		C_{ps}	
		Libre debajo	Obstruido debajo	Libre debajo	Obstruido debajo
$0^o < \gamma \leq 15.0^o$	0^o y 180^o	-0.3, 0.4	-1.2	-0.4, 0.0	-0.9
22.5^o		-0.3, 0.6	-0.9	-0.6, 0.0	-1.1
30.0^o		-0.3, 0.8	-0.5	-0.7, 0.0	-1.3

Tabla 4.3.13 COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA EN TECHOS AISLADOS INVERTIDOS PARA $0.25 \leq \bar{h}/d \leq 1$

Pendiente del techo (γ)	Ángulo (θ)	C_{pb}		C_{ps}	
		Libre debajo	Obstruido debajo	Libre debajo	Obstruido debajo
7.5^o	0^o y 180^o	-0.6, 0.4	-0.7	0.3	-0.3
15.0^o		-0.6, 0.4	-0.8	0.5	-0.2
22.5^o		-0.7, 0.3	-1.0	0.7	-0.2
30.0^o		-0.7, 0.3	-1.2	0.9	-0.2

Las presiones resultantes actuarán, en todos los casos, perpendicularmente a la superficie del techo y se calcularán para la altura $\bar{h}$.

Cuando un techo aislado esté soportado por un solo apoyo (columna o muro) de tal manera que tenga un comportamiento de techo en voladizo, podrán aplicarse los coeficientes que aquí se señalan; el voladizo puede ser todo el techo o solamente una parte de él, dependiendo de la localización del apoyo; sin embargo, cuando el claro del voladizo exceda los 5 metros, también se calcularán las presiones perpendiculares a la acción del viento, como se señala en el inciso 4.3.2.7, y se revisará su comportamiento ante esta condición adicional.

Con el fin de diseñar los recubrimientos y elementos que los soportan, con ayuda de la Figura 4.3.11 deberán aplicarse los valores del factor de presión neta local, K_L, que se indican en la Tabla 4.3.14 siguiendo en forma análoga las recomendaciones dadas en el inciso 4.3.2.1.1 sobre presiones exteriores.

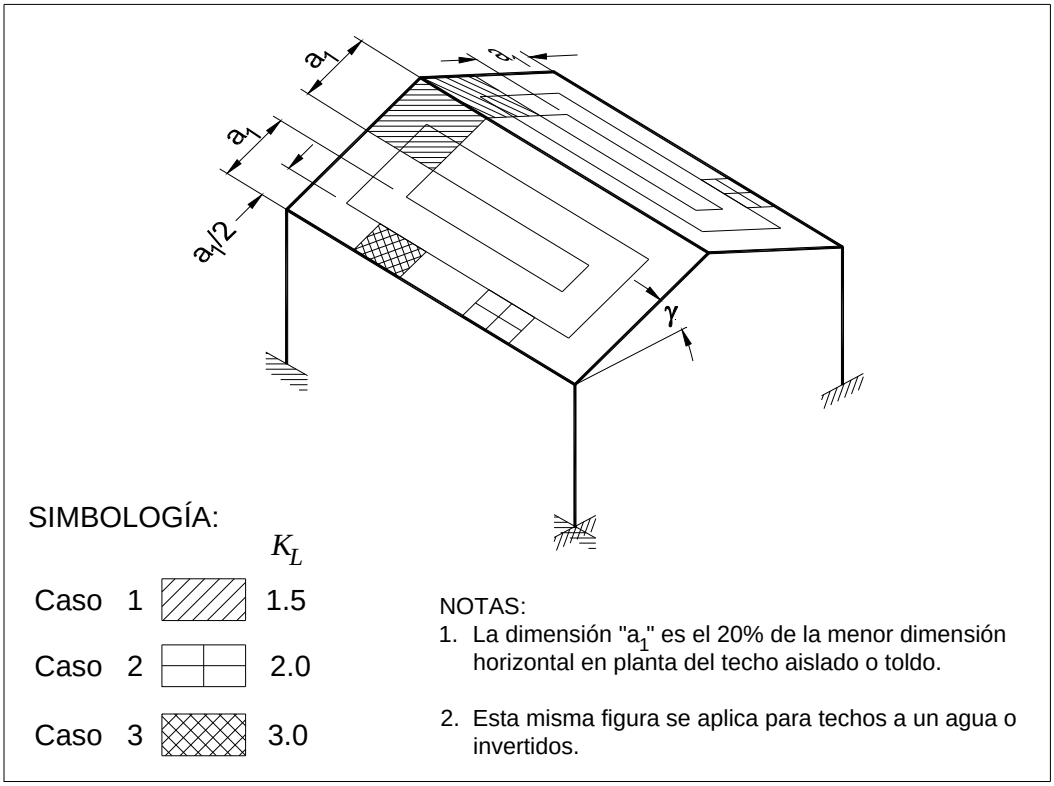


Figura 4.3.11 Factores de presión local, K_L, para techos aislados.

Tabla 4.3.14 FACTOR DE PRESIÓN NETA LOCAL, K_L, PARA LOS RECUBRIMIENTOS Y SUS SOPORTES, DE TECHOS AISLADOS Y TOLDOS(1)

Caso	Descripción	K_L
1	Presiones sobre un área que esté entre 0 y 1.0 a_1^2 dentro de una distancia 1.0 a_1 desde el borde del techo y, cuando el techo tenga una inclinación de 10º o más, desde la cumbrera.	1.5
2	Presiones sobre un área ≤ 0.25 a_1^2 dentro de una distancia 0.5 a_1 desde el borde del techo y, cuando el techo tenga una inclinación de 10º o más, desde la cumbrera.	2.0
3	Presiones sobre un área ≤ 0.25 a_1^2 dentro de una distancia 0.5 a_1 desde la esquina de barlovento de un techo aislado con una inclinación menor que 10º.	3.0

NOTAS:

1. La Figura 4.3.11 complementa esta tabla para aclarar todas las variables y las zonas donde se aplica el factor de presión local.
2. El área de afectación debe compararse con la tributaria para definir en qué área se aplican los valores de K_L que aquí se indican.
3. En los casos 1 y 2 se excluyen los techos invertidos.
4. Si un área de recubrimiento está cubierta por más de un caso de la Tabla 4.3.14, debe seleccionarse el mayor valor de ellos.

4.3.2.6 Toldos y cubiertas adyacentes a construcciones cerradas

La presión neta, p_n, del viento que actúa sobre toldos y cubiertas adyacentes a construcciones cerradas, cuyos techos tengan un ángulo de inclinación de 10° o menos, deberá calcularse con la siguiente ecuación:

$$p_n = C_{pn}\, K_A\, K_L\, q_z \qquad (4.3.8)$$

en donde:

p_n es la presión neta, en Pa,

C_{pn} el coeficiente de presión neta, adimensional,

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, en este caso se toma igual a 1, adimensional,

K_L el factor de presión neta local dado en la Tabla 4.3.14, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base, en Pa, (inciso 4.2.5).

En donde se indique, los toldos y cubiertas, libres o parcialmente cerrados por muros en su parte inferior, adyacentes a construcciones cerradas, deberán diseñarse tanto para una presión neta del viento de empuje (positiva) o de succión (negativa). Nótese que la Figura 4.3.12(a) corresponde a techos adyacentes libres en su parte inferior, mientras que la Figura 4.3.12 (casos (b) y (c)) a techos parcialmente cerrados.

Para la dirección del viento normal al muro adyacente (θ = 0º), el coeficiente de presión neta se obtiene de la Tabla 4.3.15(a) o 4.3.15(b).

Para la dirección paralela, θ = 90º o 270º, los toldos y cubiertas libres debajo, deberán considerarse como un techo aislado y el coeficiente de presión neta se obtendrá como se indica en el inciso 4.3.2.5; en el caso de toldos y cubiertas parcialmente cerrados se empleará la Tabla 4.3.15(b), pero para los sentidos opuestos ahí indicados (0°, 90° y 270° en los casos (b) y (c) de la Figura 4.3.12) también se considerarán como techos aislados debiéndose obtener los coeficientes respectivos como se indica en el inciso 4.3.2.5. En las Tablas 4.3.15(a) y (b) se considera que puede existir una obstrucción hasta de un 75% del área de la sección transversal expuesta al viento.

www.elsolucionario.org

Tabla 4.3.15(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA, C_{pn}, EN TOLDOS Y CUBIERTAS LIBRES DEBAJO, ADYACENTES A CONSTRUCCIONES PARA $\gamma \leq 10^o$, $h_c/\bar{h} < 0.5$, $h_c/\bar{h} \geq 0.5$ Y $\theta = 0^o$ (véase la Figura 4.3.12(a))

Caso de diseño	$h_c/\bar{h}$	Coeficiente de presión neta (C_{pn})	
		Ascendente	Descendente
$h_c/\bar{h} < 0.5$	0.10	1.2	-0.2
	0.20	0.7	-0.2
	0.50	0.4	-0.2
$h_c/\bar{h} \geq 0.5$	0.50	0.5	-0.3
	0.75	0.4	$[- 0.3 - 0.2(h_c/L_c)]$ o -1.5 (4)
	1.00	0.2	$[- 0.3 - 0.6(h_c/L_c)]$ o -1.5 (4)

NOTAS:

1. Para valores intermedios de $h_c/\bar{h}$ puede interpolarse linealmente.
2. h_c es la altura medida desde el nivel del terreno al toldo o cubierta.
3. En este caso, L_c es la longitud del toldo o cubierta, medida como se indica en la Figura 4.3.12(a), en m.
4. En el caso de coeficientes con valor negativo, se tomará el que resulte de menor magnitud (el de menor valor absoluto, pero conservando su signo).

Tabla 4.3.15(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA, C_{pn}, EN TOLDOS Y CUBIERTAS PARCIALMENTE CERRADOS (véase la Figura 4.3.12, casos (b) y (c)).

Condiciones	Situación	θ	Coeficiente de presión neta (C_{pn})
$h_c/L_c \leq 0.5$ y $h_c/\bar{h} < 0.8$	Muro en un lado de la edificación (véase la Figura 4.3.12(b))	0°	-0.7
		90°	-1.0
	Muro en dos lados (véase la Figura 4.3.12(c))	0°	-0.6
		270°	-1.2

NOTA: En este caso, L_c es la longitud del toldo o cubierta, medida como se indica en los casos (a), (b) y (c) de la Figura 4.3.12, en m.

Para cualquier dirección del viento, la presión neta debe calcularse para el valor de la velocidad del viento correspondiente a la altura promedio del techo de la edificación, $\bar{h}$.

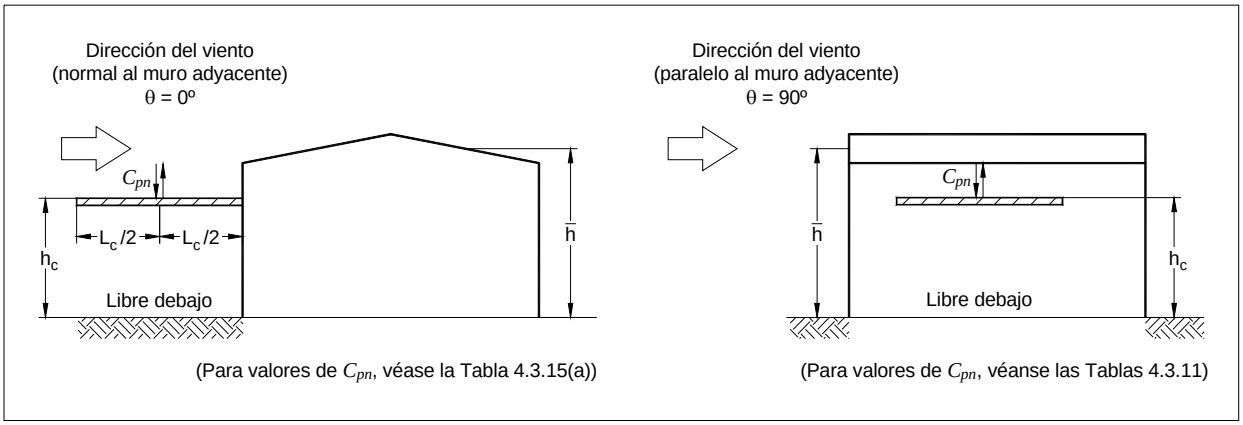
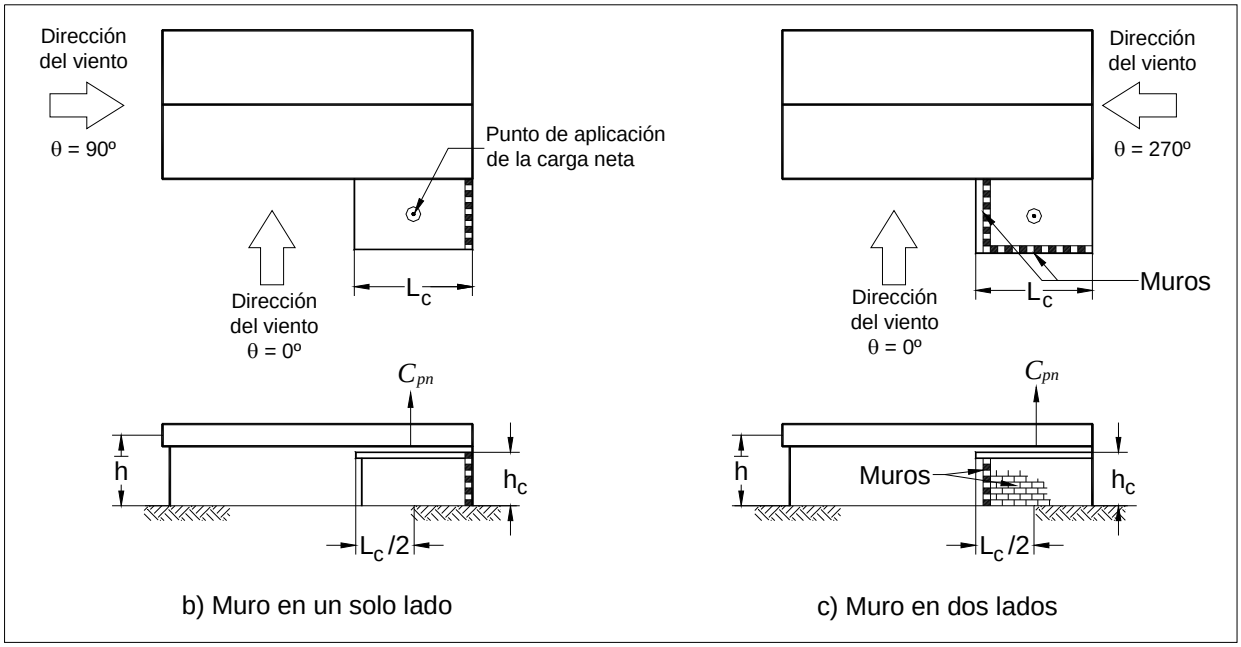


Figura 4.3.12(a) Cubiertas o toldos adyacentes a construcciones.



NOTA: Esta figura deberá emplearse en combinación con las Tablas 4.3.15(a) y 4.3.15(b).

Figura 4.3.12(b) y (c) Coeficiente de presión neta, C_{pn}, en cubiertas parcialmente cerradas con $h_c/L_c \leq 0.5$.

4.3.2.7 Techos en voladizo

Para techos y toldos en voladizo, la presión que actúa en dirección transversal a la del flujo del viento, p_v, en Pa, se calculará con la siguiente ecuación:

$$p_v = C_{pv}\, C_{dv}\, q_H \qquad (4.3.9)$$

en donde:

C_{pv} es el coeficiente de presión vertical, adimensional,

C_{dv} el factor de amplificación dinámica vertical, adimensional, y

q_H la presión dinámica de base del viento calculada, según el inciso 4.2.5, a la altura del techo en voladizo, H, en Pa.

El coeficiente C_{pv}, se calcula como:

$$C_{pv} = 1.5\left(1 - \frac{x_v}{L_v}\right) \qquad (4.3.9.a)$$

en donde las dimensiones x_v y L_v, en m, se muestran en la Figura 4.3.13.

El factor C_{dv}, adimensional, se calcula como sigue:

a) Si el claro es mayor que 15 m:

Si $\left(\frac{V_H/3.6}{1+3.5\,I_H}\right)\left(\frac{1}{n_{1,y}\,L_v}\right) > 0.4$ y si $0.5 < n_{1,y} < 1$ Hz:

$$C_{dv} = 1.0 + 0.5\left[\left(\frac{V_H/3.6}{1+3.5\,I_H}\right)\left(\frac{1}{n_{1,y}\,L_v}\right) - 0.4\right] \qquad (4.3.9.b)$$

b) Para todos los demás casos, C_{dv} = 1.0, excepto para $n_{1,y} < 0.5$ Hz en cuyo caso no aplican estas recomendaciones, debiéndose recurrir a ensayes en túnel de viento.

en las ecuaciones anteriores:

V_H es la velocidad de diseño calculada a la altura H del voladizo, en km/h,

I_H el índice de turbulencia, calculado como se indica en el inciso 4.4.4.1, a la altura H del voladizo, y

$n_{1,y}$ la frecuencia natural de vibración en flexión, en la dirección transversal al flujo del viento, en Hz.

www.elsolucionario.org

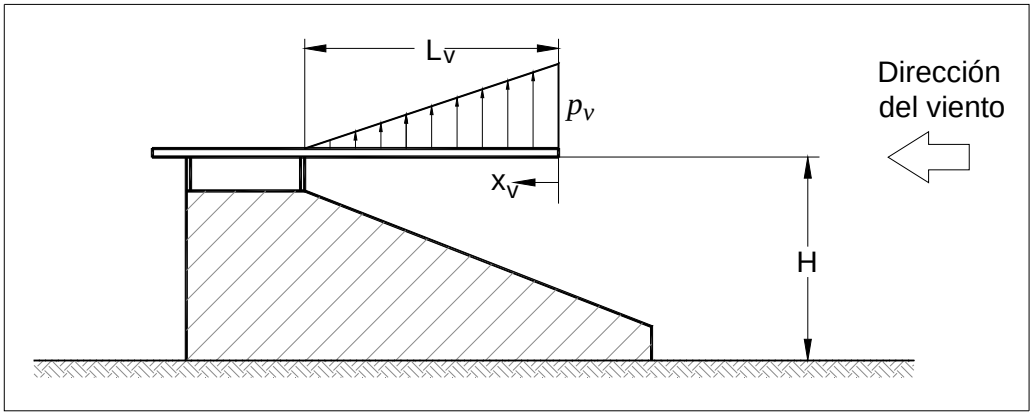


Figura 4.3.13 Techo o toldo en voladizo.

4.3.2.8 Letreros y muros aislados

La presión neta, p_n, sobre letreros rectangulares planos o sobre muros aislados deberá obtenerse utilizando la siguiente ecuación (Figura 4.3.14):

$$p_n = C_{pn}\ K_P\ q_z \qquad (4.3.10)$$

en donde:

C_{pn} es el coeficiente de presión neta actuando normal a la superficie del muro o letrero, se obtiene de las Tablas 4.3.16 (de (a) a (d)) y con la ayuda de la Figura 4.3.14 y la Figura 4.3.15, adimensional,

K_P el factor de reducción de presión por porosidad, adimensional; este factor está dado por: $[1 - (1 - \phi)^2]$, en donde ϕ es la relación de solidez del letrero o muro,

ϕ relación del área sólida entre el área total de la superficie del letrero o muro, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base del viento calculada según el inciso 4.2.5, a la altura H del letrero o muro, en Pa.

Al aplicar el C_{pn}, la fuerza resultante actuará normal a la superficie del letrero o muro, sin invertir la dirección del viento. Debe considerarse que el punto de aplicación de dicha fuerza resultante se ubica a la mitad de la altura del letrero (H – h/2), o del

muro (H/2), y a una excentricidad horizontal “e”, definida en la Tabla 4.3.16, según sea el caso. Asimismo, se considerará que el espesor del letrero o muro es muy pequeño comparado con sus otras dos dimensiones.

Tabla 4.3.16(a) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA, C_{pn}, PARA LETREROS Y MUROS AISLADOS, θ = 0°

b/h	h/H	C_{pn}	e
0.5 a 5.0	0.2 a 1.0	$1.3 + 0.5\,[0.3 + \log_{10}(b/h)]\,(0.8 - h/H)$	0.0
> 5.0		La expresión anterior para b/h = 5.0	0.0
Cualquiera	< 0.2	$1.3 + 0.3\,[0.3 + \log_{10}(b/h)]$	0.0

Tabla 4.3.16(b) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA, C_{pn}, PARA LETREROS Y MUROS AISLADOS, θ = 45°

b/h	h/H	C_{pn}	e
0.5 a 5.0	0.2 a 1.0	$1.3 + 0.5\,[0.3 + \log_{10}(b/h)]\,(0.8 - h/H)$	0.2 b
	< 0.2	$1.3 + 0.3\,[0.3 + \log_{10}(b/h)]$	0.2 b

Tabla 4.3.16(c) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA, C_{pn}, PARA LETREROS Y MUROS AISLADOS, θ = 45°

b/h	h/H	Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento	C_{pn} (*)
> 5.0	≤ 0.7	0 a 2h	3.00
		2h a 4h	1.50
		> 4h	0.75
	> 0.7	0 a 2H	2.40
		2H a 4H	1.20
		> 4H	0.60

(*) Cuando un letrero o muro forme una esquina que se extienda más allá de 1h, el C_{pn}, para una distancia de 0 a 2h, será igual a 2.2 para un letrero y, para una distancia de 0 a 2H, será igual a 1.8 para un muro.

Tabla 4.3.16(d) COEFICIENTE DE PRESIÓN NETA, C_{pn}, PARA LETREROS Y MUROS AISLADOS, θ = 90°

b/h	h/H	Distancia horizontal medida a partir del borde libre de barlovento	C_{pn} (*)
Cualquiera	≤ 0.7	0 a 2h	±1.20
		2h a 4h	±0.60
		> 4h	±0.30
	> 0.7	0 a 2H	±1.00
		2H a 4H	±0.25
		> 4H	±0.25

(*) Tómense los valores de C_{pn} del mismo signo.

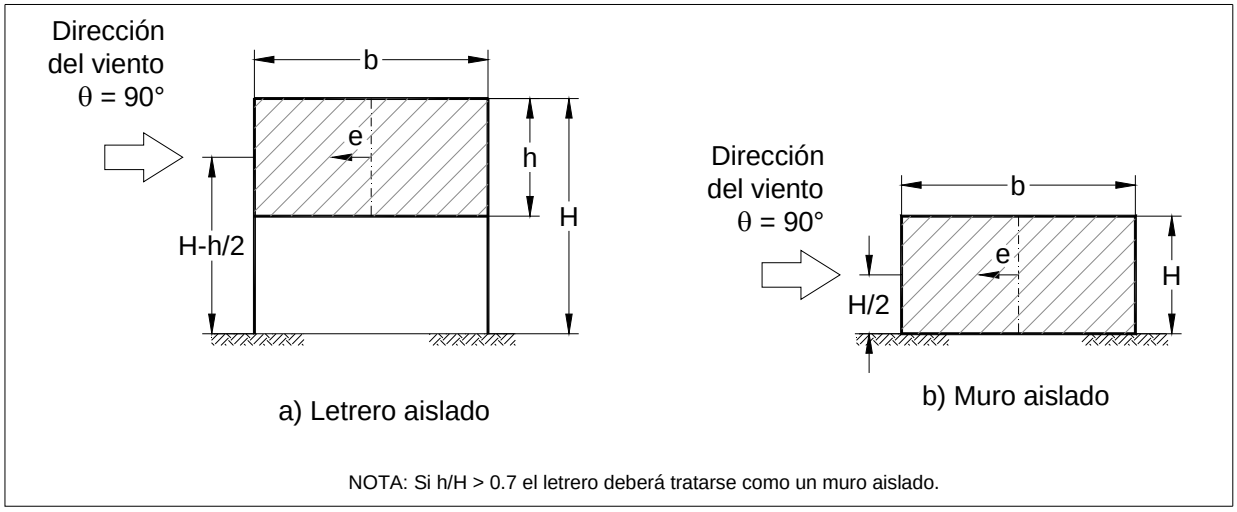


Figura 4.3.14 Letrero y muro aislado.

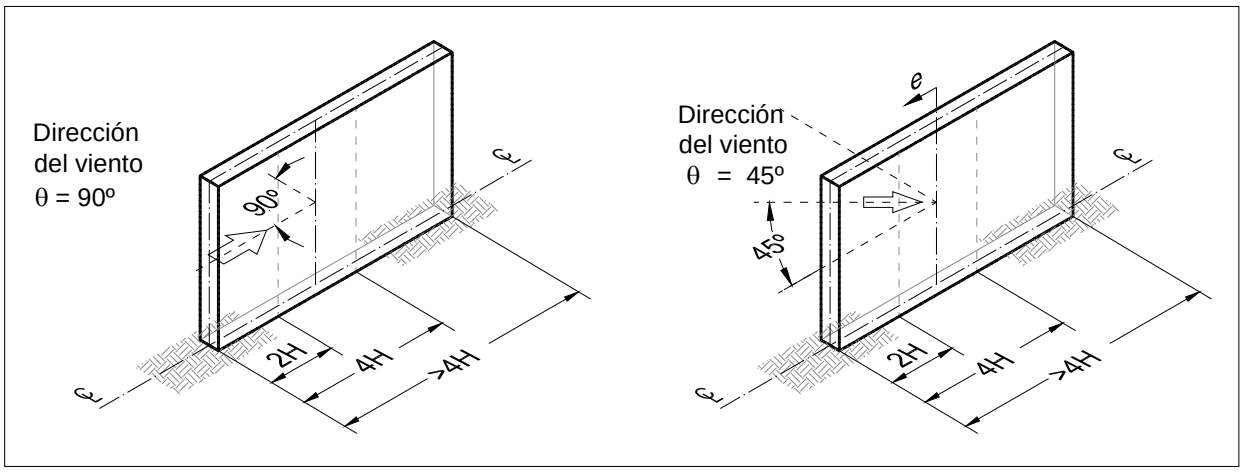


Figura 4.3.15(a) Muros.

www.elsolucionario.org

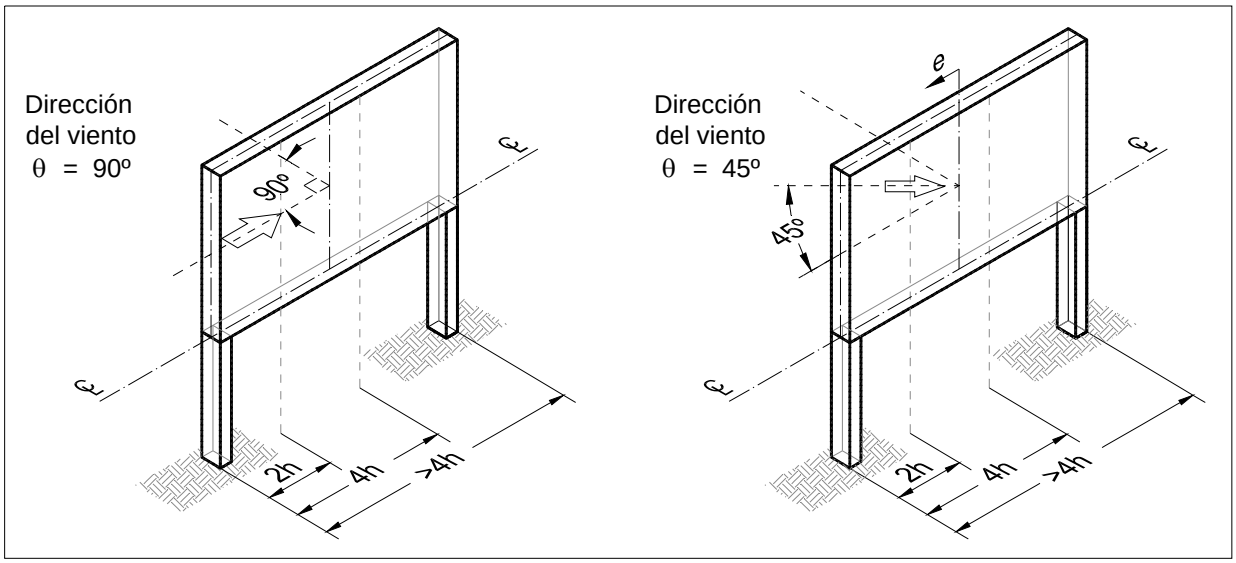


Figura 4.3.15(b) Letreros.

4.3.2.9 Silos y tanques cilíndricos

Las expresiones que a continuación se recomiendan, son válidas para silos o tanques aislados; también pueden aplicarse a grupos de ellos cuando estén separados por una distancia mayor que dos veces el diámetro, de lo contrario deberá consultarse a un especialista. La presión exterior, p_e, para el diseño de las paredes o muros laterales, y de los techos de silos y tanques cilíndricos (Figura 4.3.16(a)), deberá calcularse con:

$$p_e = C_{pe}\ K_A\ K_L\ q_z \qquad (4.3.11)$$

en donde:

C_{pe} es el coeficiente de presión exterior que se calcula según si se trata de la pared o del techo del silo o tanque cilíndrico, adimensional,

K_A el factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional,

K_L el factor de presión local, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base, en Pa, determinada según el inciso 4.2.5.

El factor K_A se utilizará en los techos o tapas de la construcción de acuerdo con lo que se indica en el inciso 4.3.2.1.1; para las paredes o muros perimetrales, este factor será igual a la unidad.

EL factor K_L dado en la Tabla 4.3.5 se aplicará a la zona de los bordes de barlovento de los techos cuando la pendiente del techo sea menor o igual que 30º; cuando sea mayor que 15°, este factor se aplicará además sobre una zona cercana a la punta del cono. Las áreas de dichas zonas se muestran en la Figura 4.3.16(b). El factor de presión local deberá tomarse igual que 1.0 para las paredes del tanque o silo.

En el caso de los techos o tapas de silos y tanques cilíndricos, el coeficiente de presión exterior, C_{pe}, se obtendrá de la Figura 4.3.16(b), en la cual se observa que este coeficiente se aplica cuando la inclinación del techo, γ, se encuentra entre 0° y 30°. Para valores mayores se recomienda utilizar resultados de pruebas experimentales en túnel de viento o literatura al respecto.

Finalmente, el coeficiente de presión exterior para las paredes o muros laterales varía con el ángulo β (Figura 4.3.16(a)) de acuerdo con la expresión:

$$C_{pe} = K_s \, C_{pc} \qquad (4.3.12)$$

en donde:

K_s = 1.0 para $C_{pc} \geq -0.15$,

$K_s = 1.0 - 0.55\,(C_{pc} + 0.15)\log_{10}\left(\frac{h_e}{b}\right)$ para $C_{pc} < -0.15$,

C_{pc} = -0.5+ 0.4 cosβ + 0.8 cos2β + 0.3 cos3β – 0.1 cos4β – 0.05 cos5β, y

β el ángulo entre la dirección del viento y un punto sobre la pared del silo o tanque circular (Figura 4.3.16(a)).

El coeficiente C_{pc} corresponde al valor de h_e/b unitario y se corrige por K_s para otros valores de esa relación.

El coeficiente C_{pe} es válido para silos y tanques desplantados al nivel del terreno o soportados por columnas cuya altura no sea mayor que la de ellos mismos, h_e (Figura 4.3.16(a)). Sin embargo, la relación h_e/b deberá estar en el intervalo de 0.25 a 0.40. Para el caso de los muros o paredes, las presiones se calcularán para la velocidad correspondiente a la altura z; para la presión en el techo se considerará la altura $\bar{h}$.

La fuerza de arrastre, F_a, en N, que debe considerarse para el diseño global de silos y tanques (tanto los desplantados al nivel del terreno como los elevados) se calculará con la expresión:

$$F_a = 0.63\, q_z\, b\, h_e \qquad (4.3.13)$$

en donde las dimensiones b y h_e se definen en la Figura 4.3.16(a) y (b), y la presión dinámica de base (inciso 4.2.5) se calcula a la altura $\bar{h}$.

Para la superficie inferior de silos o tanques elevados, el coeficiente de presión exterior, C_{pe}, será igual a 0.8 o -0.6, el que sea más desfavorable. Para silos o tanques que estén elevados a menos de un tercio de su altura (h_e), se emplearán los valores anteriores de C_{pe} interpolados linealmente con un valor de 0.0, de acuerdo con la relación entre la altura sobre el terreno natural y la altura de la construcción.

Para el cálculo de la presión en la superficie inferior, se tomará la altura $\bar{h}$. Esta recomendación puede aplicarse para el caso de construcciones cerradas que estén elevadas (inciso 4.3.2.1).

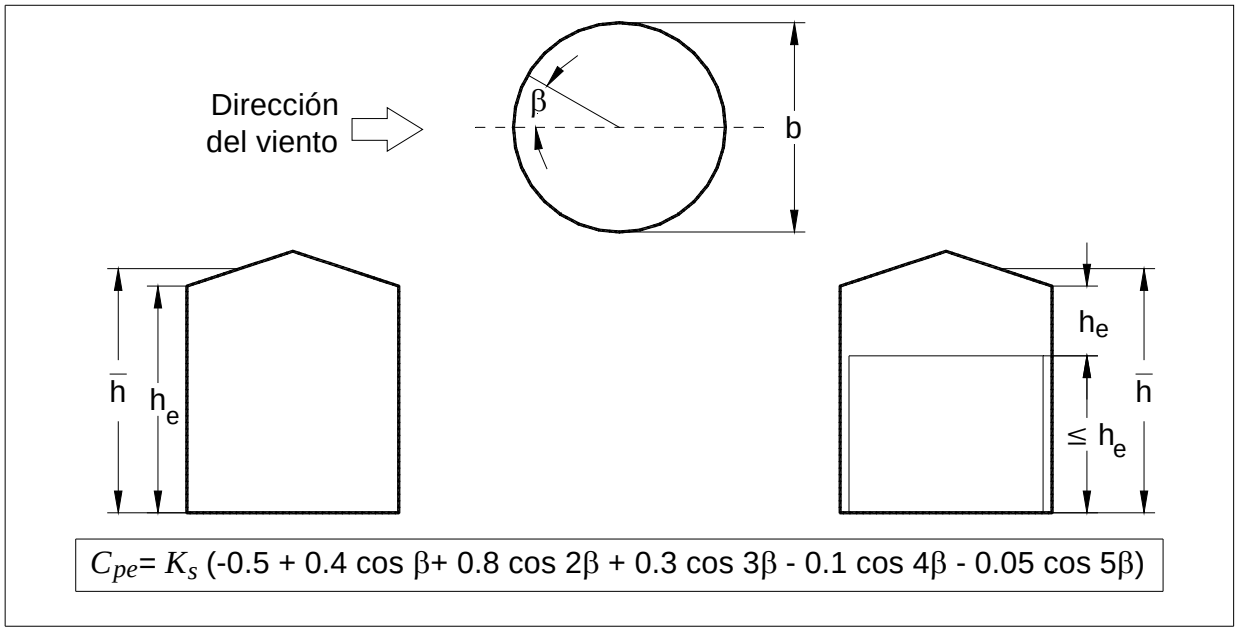


Figura 4.3.16(a) Coeficientes de presión exterior, C_{pe}, para muros de silos y tanques cilíndricos ($0.25 \leq h_e/b \leq 4.0$).

www.elsolucionario.org

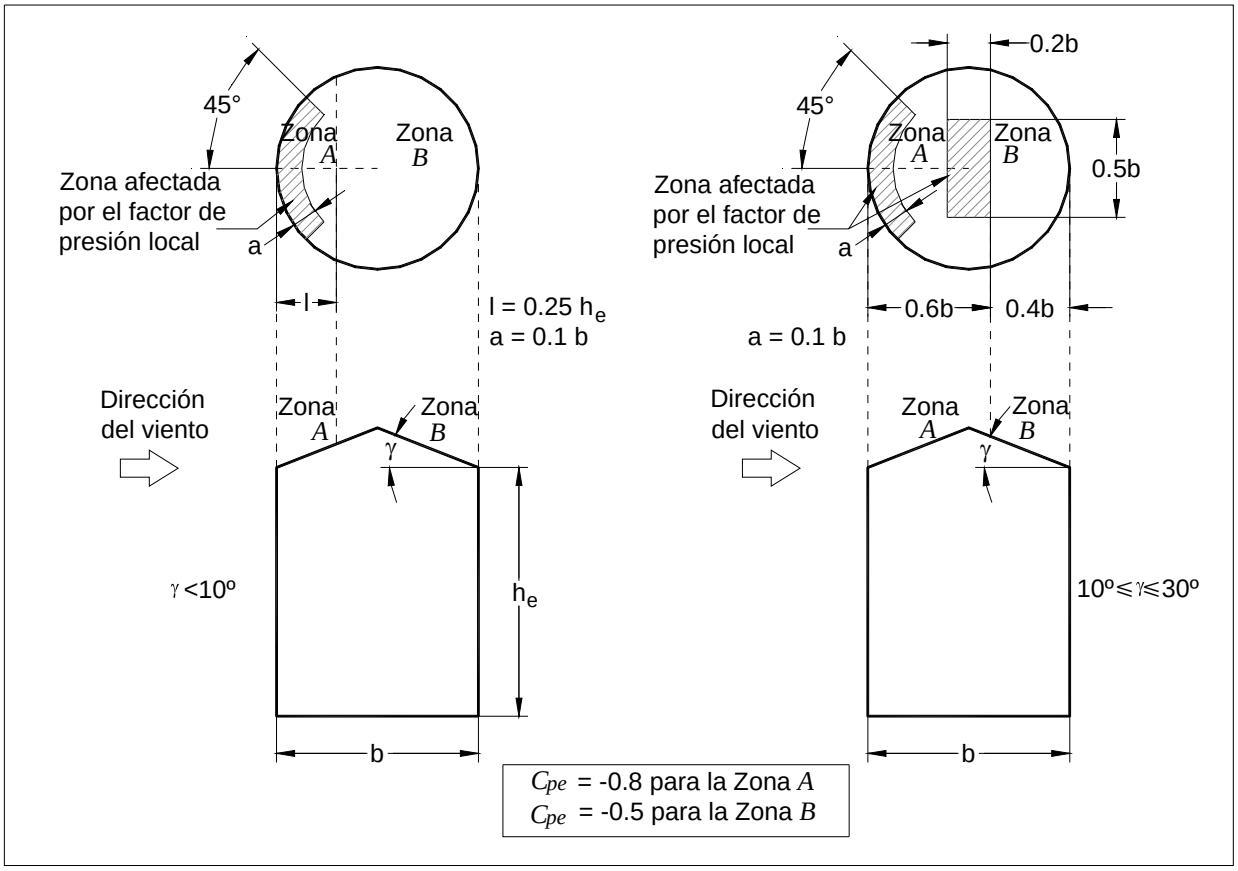


Figura 4.3.16(b) Coeficientes de presión exterior, C_{pe}, techos de silos y tanques cilíndricos ($0.25 \leq h_e/b \leq 4.0$)

Cuando existan aberturas en el techo de los silos o tanques, se aplicarán las recomendaciones dadas para las construcciones cerradas en el inciso 4.3.2.1.2. En el caso en el que los silos o tanques no tengan techo, la presión interior se determinará con base en el coeficiente de presión dado por la siguiente expresión:

$$C_{pi} = -0.9 - 0.35 \log_{10}\left(\frac{h_e}{b}\right)$$

Las presiones correspondientes se valuarán para la altura $\overline{h}$.

No se considera que los silos o tanques puedan tener aberturas en las paredes o muros, cuando éste sea el caso deberá consultarse a un especialista o a resultados de experimentos presentados en la literatura.

4.3.2.10 Fuerzas en miembros individuales

La fuerza que el viento ejerce sobre elementos individuales expuestos directamente al flujo del viento, tales como perfiles estructurales, cuya relación de esbeltez (L_e/b) sea mayor o igual que 8, se calcula con las ecuaciones:

en la dirección del flujo del viento:

$$F_a = K_i \; K_{re} \, C_a \; b \, L_e \; q_z \qquad (4.3.14)$$

en la dirección de los ejes del elemento:

$$F_x = K_i \; K_{re} \, C_{Fx} \, b_y \; q_z \qquad (4.3.15.a)$$

$$F_y = K_i \; K_{re} \, C_{Fy} \, b_x \; q_z \qquad (4.3.15.b)$$

en donde:

L_e es la longitud del elemento, en m,

b el ancho del elemento, normal al flujo del viento, en m,

b_x el ancho del elemento, en la dirección x, en m,

b_y el ancho del elemento, en la dirección y, en m,

F_a la fuerza de arrastre sobre el elemento en la dirección del viento, en N,

F_x, F_y las fuerzas de arrastre, en N/m, sobre el elemento en la dirección de los ejes x y y, respectivamente (véanse las Figuras A.1, A.2 y la Tabla A.3 del Apéndice A),

K_i el factor que toma en cuenta el ángulo de inclinación del eje del miembro con respecto a la dirección del viento, adimensional:

= 1.0 cuando el viento actúa perpendicularmente al miembro,

= $\text{sen}^2\theta_m$ para miembros con formas cilíndricas,

= $\text{sen}\theta_m$ para miembros prismáticos con aristas agudas, es decir, aquéllos con una relación b/r mayor que 16,

θ_m el ángulo entre la dirección del viento y el eje longitudinal del miembro, en grados,

r el radio de las esquinas de la sección transversal de un elemento prismático, en m,

K_{re} el factor de corrección por relación de esbeltez para miembros individuales (Tabla A.4 del Apéndice A), adimensional,

C_a el coeficiente de arrastre para un miembro en la dirección del flujo del viento, adimensional (véanse las Tablas A.1 y A.2 del Apéndice A),

C_{Fx}, C_{Fy} los coeficientes de arrastre para un miembro en la dirección de los ejes x y y, respectivamente, adimensionales (véanse las Figuras A.1, A.2 y la Tabla A.3 del Apéndice A), y

q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa, de acuerdo con lo especificado en el inciso 4.2.5 y para una altura z igual a la altura en la que se encuentra el punto medio de la longitud del elemento.

4.3.2.10.1 Estructuras abiertas en un solo plano

Este tipo de estructuras están formadas por varios elementos individuales (perfiles estructurales o secciones cilíndricas o prismáticas con aristas agudas o redondeadas) dispuestos en un solo plano normal a la dirección del viento, como es el caso de celosías o armaduras (véase la Figura 4.3.17). La fuerza del viento, en N, sobre una construcción de este tipo se obtiene de acuerdo con los siguientes casos:

a) Para $0.2 < \phi_e < 0.8$ y $1/3 < (b/L_{ec}) < 3$:

$$F_a = C_a \, b \, L_{ec} \, q_z \qquad (4.3.16)$$

en donde:

www.elsolucionario.org

ϕ_e es la relación de solidez efectiva para la estructura abierta, adimensional; está dada como:

= ϕ para miembros de lados planos,

= 1.2 $\phi^{1.75}$ para miembros de sección transversal circular,

ϕ la relación de solidez de la estructura, definida como la relación del área sólida sobre la que actúa el viento, entre el área total definida por la periferia de la superficie expuesta,

b el ancho de la estructura (véase la Figura 4.3.17), en m,

L_{ec} la longitud de la estructura (véase la Figura 4.3.17), en m,

C_a = 1.2 + 0.26 (1 - ϕ_e), es el coeficiente de arrastre de la estructura, adimensional, y

q_z la presión dinámica de base del viento, en Pa; se obtiene de acuerdo con lo especificado en el inciso 4.2.5 y para una altura z igual a la altura en que se encuentra el punto medio del ancho de la estructura.

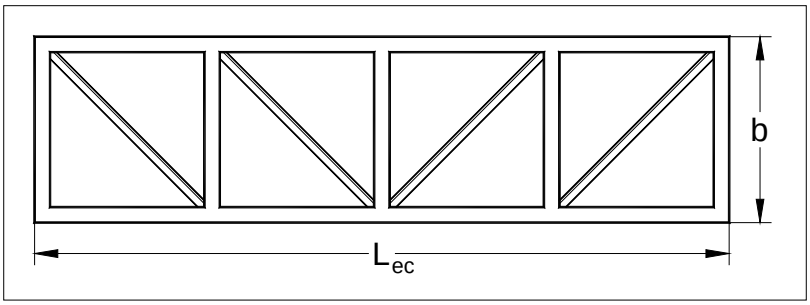


Figura 4.3.17 Dimensiones b y L_{ec}.

b) Para todos los otros casos, la fuerza del viento se calculará como la suma de las fuerzas que actúan sobre cada uno de los miembros tomando en cuenta lo especificado en el inciso 4.3.2.10. En este caso, puede formarse una estructura con columnas y trabes abiertas para formar un marco plano de celosía; cada una de estas partes podrá analizarse por separado.

Las celosías tridimensionales podrán considerarse como estructuras múltiples, según el siguiente inciso, o consultarse referencias particulares o la opinión de un especialista.

4.3.2.10.2 Estructuras abiertas múltiples

En estructuras compuestas por una serie de estructuras abiertas similares y paralelas, la fuerza sobre la segunda y las subsecuentes será igual a la calculada para la estructura de barlovento según el inciso 4.3.2.10.1, afectada por el factor de protección, K_e, adimensional, el cual se obtiene de las Tablas 4.3.17 y 4.3.18.

Tabla 4.3.17 FACTOR DE PROTECCIÓN, K_e, PARA ESTRUCTURAS ABIERTAS MÚLTIPLES, CON VIENTO PERPENDICULAR AL PLANO DE LAS ESTRUCTURAS (θ = 0°)

Solidez efectiva (ϕ_e)	Relación de espaciamiento entre marcos (σ)					
	≤ 0.2	0.5	1.0	2.0	4.0	≥ 8.0
0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.1	0.8	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.2	0.5	0.8	0.8	0.9	1.0	1.0
0.3	0.3	0.6	0.7	0.7	0.8	1.0
0.4	0.2	0.4	0.5	0.6	0.7	1.0
0.5	0.2	0.2	0.3	0.4	0.6	1.0
0.7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.4	1.0
1.0	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	1.0

Tabla 4.3.18 FACTOR DE PROTECCIÓN, K_e, PARA ESTRUCTURAS ABIERTAS MÚLTIPLES, CON VIENTO A 45º DEL PLANO DE LAS ESTRUCTURAS (θ = 45º)

Solidez efectiva (ϕ_e)	Relación de espaciamiento entre marcos (σ)				
	≤ 0.5	1.0	2.0	4.0	≥ 8.0
0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
0.1	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0
0.2	0.8	0.9	1.0	1.0	1.0
0.3	0.7	0.8	1.0	1.0	1.0
0.4	0.6	0.7	1.0	1.0	1.0
0.5	0.5	0.6	0.9	1.0	1.0
0.7	0.3	0.6	0.8	0.9	1.0
1.0	0.3	0.6	0.6	0.8	1.0

NOTAS SOBRE LAS TABLAS 4.3.17 Y 4.3.18:

1. σ es el factor de espaciamiento definido como la relación de la separación (s) de las estructuras entre el ancho de la estructura proyectada perpendicularmente a la dirección del viento (s/b).
2. Para valores intermedios de ϕ_e y σ se permite la interpolación lineal.

4.3.2.10.3 Torres de celosía aisladas

Los valores del coeficiente de arrastre C_a, para torres de celosía con diferentes arreglos se presentan en las Tablas 4.3.19 a 4.3.21. Es importante señalar que las torres consideradas en este inciso se encuentran aisladas y no incluyen las torres de celosía que se utilizan como estructuras de soporte de líneas de transmisión de energía eléctrica, ya que su comportamiento es diferente al de las aisladas por estar interactuando con los cables conductores. En estos casos deberá consultarse la opinión de un especialista.

La fuerza estática de arrastre para el diseño de las torres de celosía aisladas, en la dirección del flujo del viento, se obtiene para cada tramo o sección en que deben dividirse verticalmente las mismas; deben emplearse un mínimo de diez tramos. Así, esta fuerza se calcula con la ecuación:

$$F_{at} = C_{at}\ A_{At}\ q_{zta} \qquad (4.3.17)$$

en donde:

F_{at} es la fuerza de arrastre en el tramo considerado que actúa en la dirección del viento, en N,

C_{at} el coeficiente de arrastre del tramo considerado, en la dirección del flujo del viento; se obtiene de las Tablas 4.3.19 a 4.3.21 según sea el caso, adimensional,

A_{At} el área de los miembros de la cara frontal del tramo considerado, proyectada perpendicularmente a la dirección del viento, en m^2,

q_{zta} la presión dinámica de base dada en el inciso 4.2.5 y calculada a la altura z_{ta} en que se encuentra el punto medio de la longitud vertical del tramo, en Pa.

www.elsolucionario.org

Tabla 4.3.19 COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_a, PARA TORRES DE CELOSÍA. SECCIÓN TRANSVERSAL CUADRADA Y TRIANGULAR EQUILÁTERA CON MIEMBROS DE LADOS PLANOS

Relación de solidez de la cara frontal (ϕ)	Coeficiente de arrastre (C_a)		
	Torres de sección cuadrada		Torres de sección triangular equilátera
	Sobre una cara	Sobre una esquina	
≤ 0.1	3.5	3.9	3.1
0.2	2.8	3.2	2.7
0.3	2.5	2.9	2.3
0.4	2.1	2.6	2.1
≥ 0.5	1.8	2.3	1.9

NOTAS SOBRE LAS TABLAS 4.3.19 A 4.3.21:

1. ϕ es la relación de solidez de la cara frontal definida como el cociente del área sólida de los miembros de esta cara entre el área total que los delimita.
2. b es el diámetro promedio de los elementos de sección circular, en metros.
3. V_D es la velocidad de diseño del viento (inciso 4.2), convertida a m/s.
4. Para valores intermedios de bV_D se permite la interpolación lineal.
5. Debe tenerse en cuenta que el diámetro promedio y la velocidad de diseño son los correspondientes a la altura media del tramo considerado.

Tabla 4.3.20 COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_a, PARA TORRES DE CELOSÍA. SECCIÓN TRANSVERSAL CUADRADA CON MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR

Relación de solidez de la cara frontal (ϕ)	Coeficiente de arrastre (C_a)			
	Partes de la torre dentro del flujo subcrítico: bV_D < 3 m^2/s		Partes de la torre dentro del flujo supercrítico: bV_D ≥ 6 m^2/s	
	Sobre una cara	Sobre una esquina	Sobre una cara	Sobre una esquina
≤ 0.05	2.2	2.5	1.4	1.2
0.1	2.0	2.3	1.4	1.3
0.2	1.8	2.1	1.4	1.6
0.3	1.6	1.9	1.4	1.6
0.4	1.5	1.9	1.4	1.6
≥ 0.5	1.4	1.9	1.4	1.6

Tabla 4.3.21 COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_a, PARA TORRES DE CELOSÍA. SECCIÓN TRANSVERSAL TRIANGULAR EQUILÁTERA CON MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL CIRCULAR

Relación de solidez de la cara frontal (ϕ)	Coeficiente de arrastre (C_a)	
	Partes de la torre dentro del flujo subcrítico: bV_D < 3 m^2/s (cualquier dirección del viento)	Partes de la torre dentro del flujo subcrítico: bV_D ≥ 6 m^2/s (cualquier dirección del viento)
≤ 0.05	1.8	1.1
0.1	1.7	1.1
0.2	1.6	1.1
0.3	1.5	1.1
0.4	1.5	1.1
≥ 0.5	1.4	1.2

Si la relación de esbeltez, H/b, es mayor que 5, o si el primer periodo es mayor que 1 s, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos de acuerdo con lo que se establece en el inciso 4.4 (Análisis dinámico); H y b son la altura total y el ancho promedio de la torre de celosía, respectivamente.

4.3.2.11 Chimeneas y torres

La presión neta estática, p_n, debida al flujo del viento sobre una chimenea o una torre, se calcula con la expresión:

$$p_n = K_{re}\, C_a\, q_z \qquad (4.3.18)$$

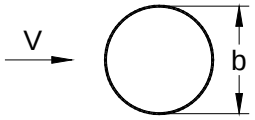
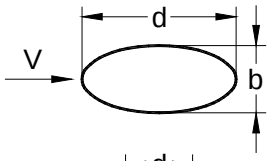
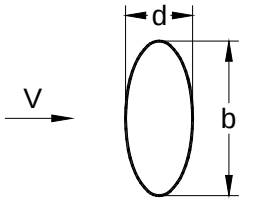
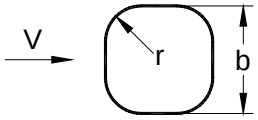
en donde:

C_a es el coeficiente de arrastre obtenido de la Tabla 4.3.22 o 4.3.23 según sea el caso, adimensional,

K_{re} el factor de corrección por relación de esbeltez para la altura total de la estructura, adimensional, según la Tabla A.4, Apéndice A, y

q_z la presión dinámica de base, en Pa, obtenida de acuerdo con lo que se indica en el inciso 4.2.5.

Tabla 4.3.22 COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_a, PARA FORMAS REDONDAS

Forma de la sección y dirección del viento	Coef. de arrastre (C_a)	
	b V_D < 4 m²/s	b V_D > 10 m²/s
 Cilíndrica	1.2	Véase la nota 4
 Elipse horizontal $\frac{b}{d} = \frac{1}{2}$	0.7	0.3
 Elipse vertical $\frac{b}{d} = 2$	1.7	1.5
 Cuadrada con esquinas redondeadas $\frac{b}{d} = 1$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{3}$	1.2	0.6

NOTAS:

1. b es el diámetro o ancho promedio de la estructura, en m.
2. V_D es la velocidad del viento de diseño (inciso 4.2) valuada a la altura total y en m/s.
3. Para valores intermedios de bV_D es posible emplear interpolación lineal.
4. Para secciones transversales circulares suaves o poligonales con más de 16 lados, en donde bV_D >10 m²/s, el coeficiente de arrastre se seleccionará de la siguiente manera:

   C_a = 0.5 para $h_r/b \leq 0.00002$

   C_a=1.6+0.105 ln (h_r/b) para $h_r/b > 0.00002$

   en donde:

   h_r es la altura promedio de la rugosidad de la superficie, y

   b en este caso, el diámetro exterior.
5. Algunos valores característicos de h_r en mm se presentan a continuación:

   Vidrio, plástico: 0.0015

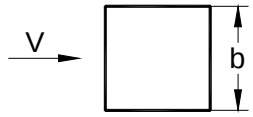
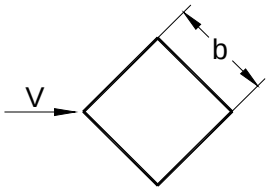
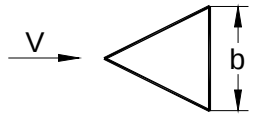
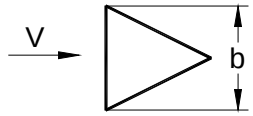
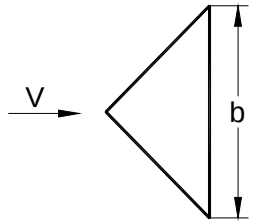
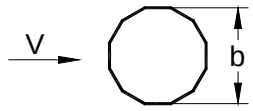
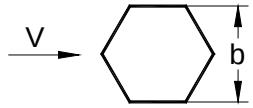
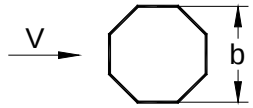
   Acero: galvanizado 0.15; ligero 2.5; pesado 1.5

   Concreto, nuevo y liso 0.06, nuevo y rugoso 1.0

   Metal pintado: 0.003 a 0.03

www.elsolucionario.org

Tabla 4.3.23 COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_a, PARA FORMAS PRISMÁTICAS CON ARISTAS AGUDAS

Forma de la sección	Coef. de arrastre C_a
 Cuadrada con una cara perpendicular al viento	2.2
 Cuadrada con un vértice hacia el viento	1.5
 Triángulo equilátero (con un vértice hacia el viento)	1.2
 Triángulo equilátero (con un lado hacia el viento)	2.0
 Triángulo rectángulo	1.55
 Polígono de doce lados	1.3
 Hexágono	1.4
 Octágono	1.4

La fuerza de arrastre se determinará multiplicando la presión neta por el área de la chimenea o torre proyectada sobre un plano vertical.

Si la relación de esbeltez, H/b, es mayor que 5 o si el primer periodo, en la dirección del viento, es mayor que 1 s, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos de acuerdo con lo que se establece en el inciso 4.4 (Análisis dinámico); H y b son la altura total y el ancho promedio de la chimenea o torre, respectivamente.

Con el fin de diseñar las paredes de una chimenea o torre de sección transversal circular, deberá revisarse la respuesta local de una sección de altura unitaria de la chimenea o torre, ante la distribución radial de presiones. La presión radial da origen a la aparición de esfuerzos de flexión en el plano de la sección transversal de la chimenea y puede determinarse siguiendo los lineamientos para las paredes de silos y tanques cilíndricos (véase el inciso 4.3.2.9).

Las recomendaciones particulares para el diseño de las chimeneas en general pueden consultarse en el Capítulo C.2.7 Chimeneas, de este mismo Manual de Diseño de Obras Civiles y en las referencias del Tomo de Comentarios.

4.3.2.12 Torres de telecomunicaciones y accesorios

En este inciso se presenta el procedimiento para obtener las fuerzas estáticas de diseño, en la dirección del flujo del viento, en torres de telecomunicación y en sus accesorios.

Para el caso de las torres, si la relación de esbeltez, H/b, es mayor que 5 o si el primer periodo es mayor que 1 s, además de los efectos estáticos, deberán tomarse en cuenta los efectos dinámicos de acuerdo con lo que se establece en el inciso 4.4 (Análisis dinámico); H y b son la altura total y el ancho promedio de la torre, respectivamente.

4.3.2.12.1 Torres de telecomunicaciones

La fuerza estática para el diseño de estas estructuras, se obtiene para cada tramo o sección en que se dividan verticalmente las mismas; deberán emplearse un mínimo de diez tramos. Así, dicha fuerza se calcula con la ecuación:

$$F_{at} = C_{at}\, A_{At}\, q_{zt} \qquad (4.3.19)$$

en donde:

F_{at} es la fuerza de arrastre en el tramo considerado que actúa en la dirección del viento, en N,

C_{at} el coeficiente de arrastre para el tramo considerado, en la dirección del flujo del viento; se obtiene de lo especificado en este apartado o con base en pruebas de túnel de viento, adimensional,

A_{At} el área de los miembros de la cara frontal del tramo considerado, proyectada perpendicularmente a la dirección del viento, en m^2, y

q_{zta} la presión dinámica de base dada en el inciso 4.2.5 y calculada a la altura z_{ta} en que se encuentra el punto medio de la longitud vertical del tramo, en Pa.

Los coeficientes de arrastre recomendados para este tipo de estructuras son los siguientes.

4.3.2.12.1.1 Secciones de torres sin accesorios

El coeficiente de arrastre, C_{at}, para las secciones de la torre sin accesorios, se obtiene de las Tablas 4.3.19 a 4.3.21 según sea el caso, haciendo $C_{at} = C_a$. La relación de solidez se tomará para cada tramo en cuestión y con el ancho promedio correspondiente.

4.3.2.12.1.2 Secciones de torres con accesorios

El coeficiente de arrastre, C_{ate}, para las secciones de la torre con accesorios se calculará como sigue:

a) Cuando los accesorios se encuentren instalados simétricamente con respecto a todas las caras de la torre del tramo considerado, podrá agregarse su área proyectada al área proyectada de los miembros de la torre en el tramo considerado y se tomará $C_{at} = C_a$.

b) Cuando las condiciones del inciso a) no sean aplicables, el coeficiente de arrastre, C_{ate}, se calculará como sigue:

$$C_{ate} = C_{at} + \sum \Delta C_{at} \qquad (4.3.20)$$

en donde:

www.elsolucionario.org

C_{at} es el coeficiente de arrastre para la sección de la torre sin accesorios, adimensional, y

ΔC_{at} el coeficiente de arrastre adicional debido a accesorios localizados en una cara, o dentro de la torre, adimensional, se calcula con la siguiente ecuación:

$$\Delta C_{at} = C_{au} K_{re} K_{in} (A_a / A_{At}) \qquad (4.3.21)$$

en donde:

C_{au} es el coeficiente de arrastre para el accesorio aislado que, en la ausencia de datos del túnel de viento, puede obtenerse de las Tablas A.1 y A.2 o de la Figura A.1, del Apéndice A, de donde $C_{au} = C_a$ según lo que aplique, adimensional,

K_{re} el factor de corrección por relación de esbeltez del accesorio, adimensional.

Para accesorios rectos con relaciones de esbeltez menores que 40, el K_{re} se da en la Tabla A.4 del Apéndice A. Para todos los otros casos este factor se tomará igual a 1.0,

K_{in} el factor de corrección por interferencia, (véase el inciso 0), adimensional,

A_a el área de cualquier accesorio ubicado en el tramo considerado. Para un accesorio recto, A_a se tomará como L_e b, en donde L_e es la longitud del accesorio y b es el diámetro o ancho del accesorio, en m^2, y

A_{At} el área proyectada de los miembros estructurales de la torre en el tramo considerado y sin accesorios, en m^2.

En este caso, en la ecuación 4.3.19, el valor de $C_{at} = C_{ate}$.

4.3.2.12.1.3 Factor de corrección por interferencia

El factor de corrección por interferencia, K_{in}, adimensional, se calculará como sigue:

a) Para accesorios localizados en la cara de la torre:

i) En la cara de una torre cuadrada (véase la Figura 4.3.18(a)):

$$K_{in} = [1.5 + 0.5\cos 2(\theta_a - 90°)]\exp[-1.2(C_{at}\phi)^2] \quad (4.3.22)$$

ii) En la cara de una torre triangular (véase la Figura 4.3.18(b)):

$$K_{in} = [1.5 + 0.5\cos 2(\theta_a - 90°)]\ \exp[-1.8(C_{at}\phi)^2] \quad (4.3.23)$$

b) Para accesorios de enrejado dentro de la celosía de la torre:

i) Dentro de una torre cuadrada (véase la Figura 4.3.18(c)):

$$K_{in} = \exp[-1.4(C_{at}\phi)^{1.5}] \quad (4.3.24)$$

ii) Dentro de una torre triangular (véase la Figura 4.3.18(d)):

$$K_{in} = \exp[-1.8(C_{at}\phi)^{1.5}] \quad (4.3.25)$$

c) Para accesorios cilíndricos dentro de la torre:

i) Dentro de una torre cuadrada (véase la Figura 4.3.18(e)):

$$K_{in} = \exp[-a(C_{at}\phi)^{1.5}] \quad (4.3.26)$$

$$a = 2.7 - 1.3\exp[-3(b/w)^2] \quad (4.3.27)$$

ii) Dentro de una torre triangular (véase la Figura 4.3.18(f)):

$$K_{in} = \exp[-c(C_{at}\phi)^{1.5}] \quad (4.3.28)$$

$$c = 6.8 - 5\exp[-40(b/w)^3] \quad (4.3.29)$$

en donde:

ϕ es la relación de solidez de la sección de la torre, definida en el inciso 4.3.2.10.3, adimensional,

θ_a el ángulo de desviación del flujo del viento con respecto a la línea que une el centro de la sección transversal de la torre con el centro del accesorio, en grados,

a, c constantes, adimensionales, y

b/w la relación entre el diámetro promedio del accesorio y el ancho promedio del tramo considerado de la torre, adimensional.

Para los casos b) y c) anteriores puede considerarse, de manera conservadora, que K_{in} = 1.0.

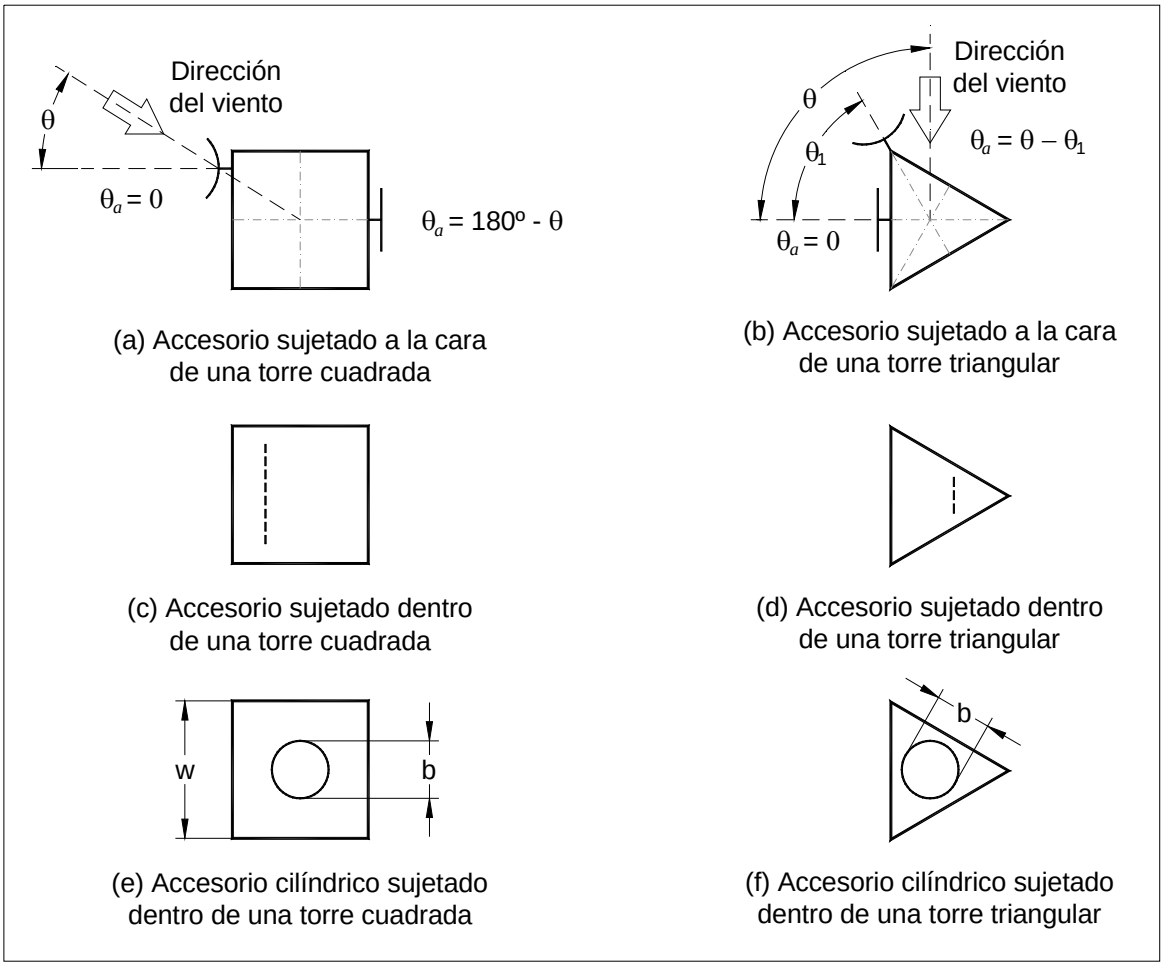


Figura 4.3.18 Torres de secciones cuadrada y triangular con accesorios.

www.elsolucionario.org

4.3.2.12.2 Antenas UHF

Para este tipo de antenas, la fuerza estática de diseño, en la dirección del flujo del viento, se obtiene con la expresión:

$$F_a = K_{re}\, C_a\, A_A\, q_z \qquad (4.3.30)$$

en donde:

F_a es la fuerza de arrastre que actúa sobre la antena UHF en la dirección del viento, en N,

K_{re} el factor de reducción por esbeltez según la Tabla A.4 del Apéndice A. Para este tipo de antenas, la longitud se tomará como el doble de la altura de la antena, adimensional,

C_a el coeficiente de arrastre para la antena UHF que se obtiene de la Tabla 4.3.24 y con la ayuda de la Figura 4.3.19, adimensional,

A_A el área expuesta de la antena UHF, en m^2, tomando b_D o b_N (Figura 4.3.19) como el ancho correspondiente a la dirección del viento, y

q_z la presión dinámica de base dada en el inciso 4.2.5 y calculada a la altura z en la que se encuentra el centroide de la antena, en Pa.

Tabla 4.3.24 COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_a, PARA ANTENAS UHF

Sección de la antena	C_a
Cuadrada	1.5
Pentagonal	1.6
Hexagonal	1.9

NOTA: Para otros tipos de secciones, se consultará información específica o la opinión de un especialista.

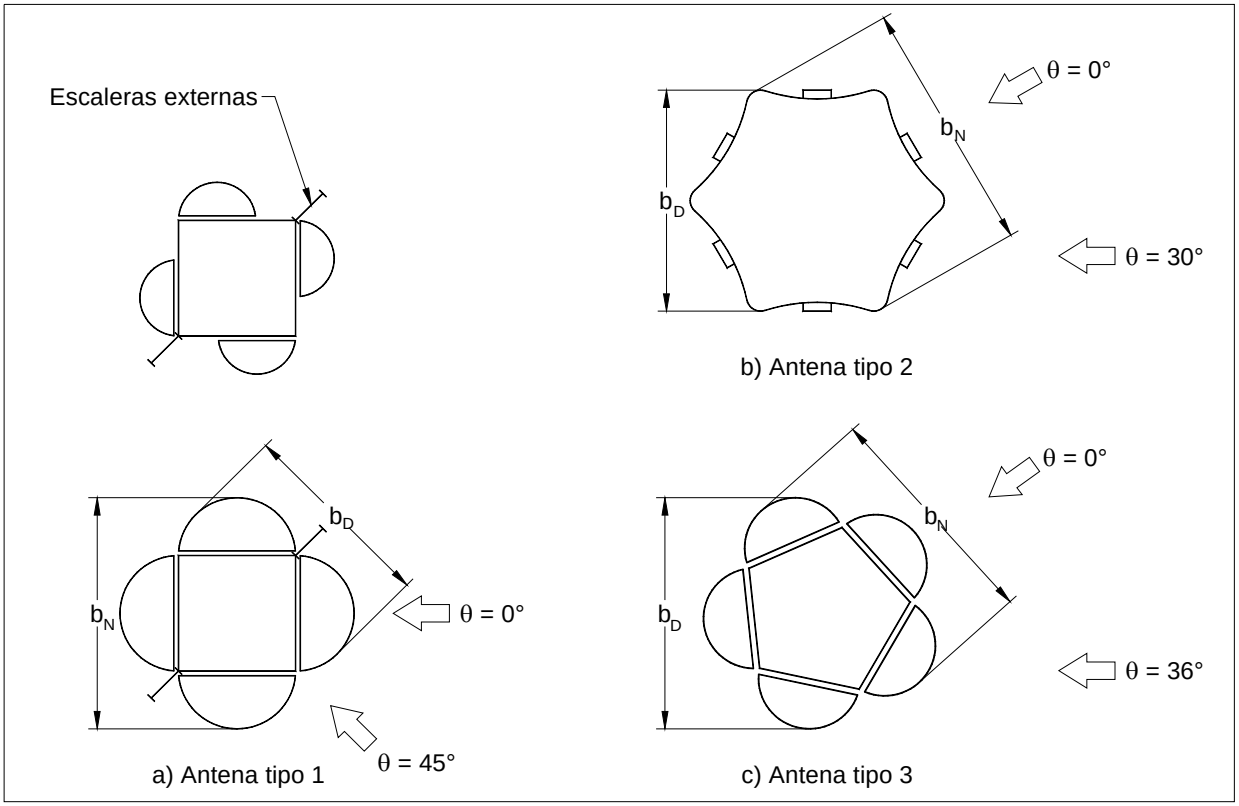


Figura 4.3.19 Secciones de antenas UHF.

4.3.2.12.3 Antenas de microondas

Las fuerzas de viento en las antenas de microondas se describen con respecto al eje de la antena teniendo como su origen el vértice de la misma. La fuerza axial F_{am} que actúa a lo largo del eje de la antena, la fuerza lateral F_{sm} que actúa perpendicularmente al eje de la antena, y el momento M_m que actúa en el plano que contiene la F_{am} y la F_{sm}, se muestran en la Figura 4.3.20 con su convención de signos positivos. Los valores de F_{am}, F_{sm} y M_m se obtienen con las ecuaciones siguientes:

$$F_{am} = q_z \, G_h \, C_a \, A_a \qquad (4.3.31)$$

$$F_{sm} = q_z \, G_h \, C_s \, A_a \qquad (4.3.32)$$

$$M_m = q_z \, G_h \, C_m \, A_a \, \mathrm{D}_1 \qquad (4.3.33)$$

en donde:

q_z es la presión dinámica de base, en Pa, valuada de acuerdo con lo especificado en el inciso 4.2.5 a la altura z en que se encuentra el centroide de la antena,

G_h el factor de respuesta dinámica, será igual a 1.0 cuando se diseñe la antena o sus conexiones, pero será igual al factor de amplificación dinámica, F_{AD}, cuando se diseñe la torre de soporte; el F_{AD} se define en el inciso 4.4,

C_a, C_s, C_m los coeficientes de arrastre que se obtienen de las Tablas A.5 a A.8, con ayuda de la Figura A.3 del Apéndice A, como se observa en dicha figura, estos coeficientes están en función del tipo de la antena de microondas y del ángulo de inclinación de la antena con respecto a la incidencia del viento, adimensionales,

A_a el área expuesta de la antena de microondas proyectada sobre el plano normal a la dirección del viento, en m^2, y

D_1 el diámetro de la antena de microondas, en m.

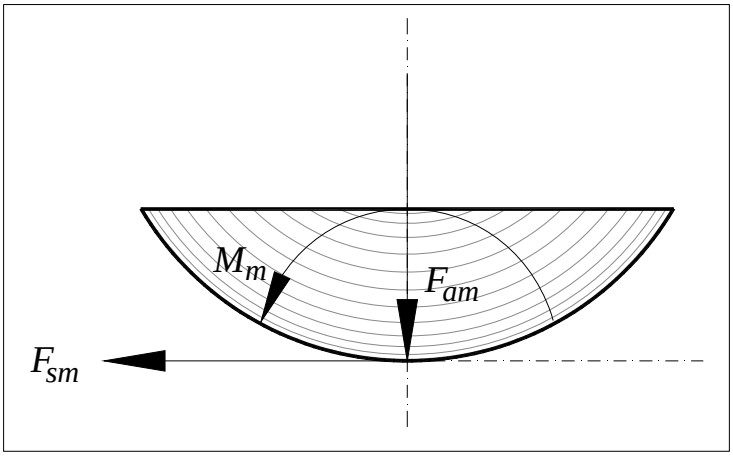


Figura 4.3.20 Fuerzas actuantes sobre una antena de microondas.

www.elsolucionario.org

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO

4.4.1. LIMITACIONES

El análisis dinámico se emplea para evaluar la acción resultante de la interacción dinámica entre el flujo del viento y las estructuras pertenecientes a los Tipos 2 y 3, definidos en el inciso 4.1.4. Las fuerzas y presiones actuantes sobre algunas de las partes o subsistemas, como tramos de muros o cubiertas, deben determinarse mediante el análisis estático descrito en el inciso 4.3. El procedimiento de análisis dinámico que se presenta en este inciso, se aplicará para calcular las cargas equivalentes por viento que actúan sobre las estructuras sensibles a los efectos dinámicos producidos por la turbulencia del viento; dichas estructuras tienen un comportamiento elástico lineal. En la Figura 4.4.1 se presenta un diagrama de flujo de este procedimiento.

Si el periodo de la estructura es mayor que cinco segundos, este procedimiento no es aplicable y deberá consultarse a un experto en la materia.

En particular, este método deberá emplearse en el diseño de las estructuras que cumplan con alguna de las siguientes condiciones:

- La relación H/D > 5, en donde H es la altura de la construcción y D la dimensión mínima de la base, ambas en m, o
- El periodo fundamental de la estructura es mayor que un segundo y menor o igual que cinco segundos.

Algunas recomendaciones para el caso de las estructuras del Tipo 4, relacionadas con efectos de inestabilidad aerodinámica, se señalan en el inciso 4.4.8.

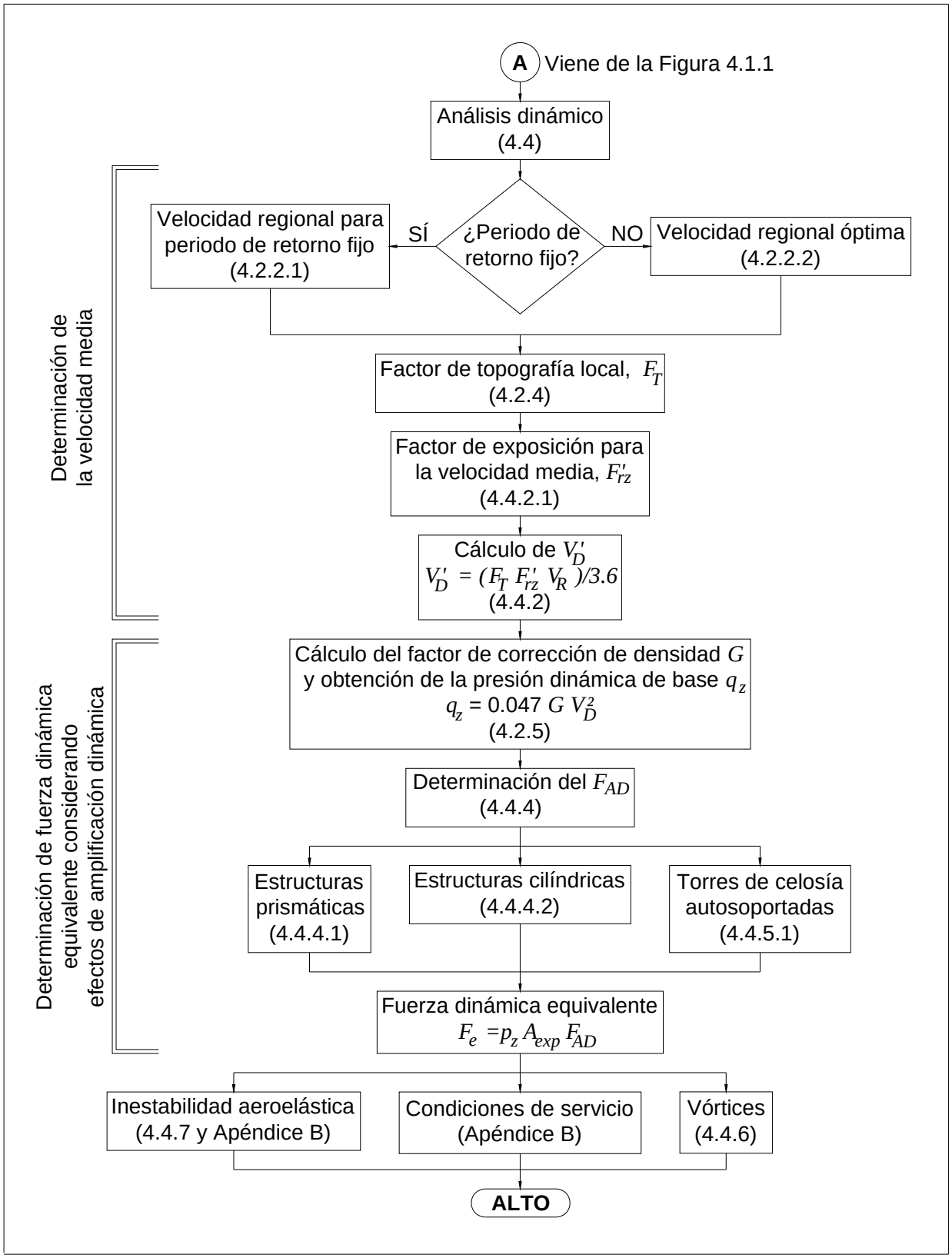


Figura 4.4.1 Diagrama de flujo para el análisis dinámico.

4.4.2. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA, $V_D^{'}$

En este inciso se define la velocidad media, $V_D^{'}$, en m/s, la cual corresponde a un tiempo de promediación de diez minutos y se aplicará para determinar el factor de respuesta dinámica y en los problemas de aparición de vórtices e inestabilidad aerodinámica. Esta velocidad media se determinará con la expresión:

$$V_D^{'} = \frac{F_T\, F_{rz}^{'}\, V_R}{3.6} \qquad (4.4.1)$$

en donde:

V_R es la velocidad regional de ráfaga establecida en el inciso 4.2.2, en km/h,

F_T el factor de topografía definido en el inciso 4.2.4 y

$F_{rz}^{'}$ el factor de exposición para la velocidad media; se determina según el inciso 4.4.2.1.

Los factores F_T y $F_{rz}^{'}$ se evaluarán de acuerdo con las características topográficas y de rugosidad del sitio en donde se desplantará la construcción.

4.4.2.1 Factor de exposición para la velocidad media, $F_{rz}^{'}$

El factor de exposición, $F_{rz}^{'}$, considera el efecto combinado de las características de rugosidad local y de la variación de la velocidad con la altura; se define como:

$$F_{rz}^{'} = 0.702\,\bar{b} \qquad \text{Si} \quad z \le 10 \qquad (4.4.2.a)$$

$$F_{rz}^{'} = 0.702\,\bar{b}\left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha'} \qquad \text{Si } 10 < z \le 200 \qquad (4.4.2.b)$$

en donde:

z es la altura medida a partir del nivel medio del terreno, en la cual se desea calcular la velocidad media del viento, en m,

www.elsolucionario.org

$\bar{b}$ un coeficiente, adimensional, que se obtiene de la Tabla 4.4.1, y

α' el exponente, adimensional, de la variación de la velocidad con la altura, para cada categoría de rugosidad del terreno; corresponde a un intervalo de promediación de diez minutos. Cuando la altura sea mayor que 200 m, deberán realizarse otros estudios específicos avalados por expertos en la materia.

Los valores de $\bar{b}$ y α' se indican en la Tabla 4.4.1, para cada categoría del terreno definida en el inciso 4.2.1.

Tabla 4.4.1 VALORES DE $\bar{b}$ Y α'

Categoría del terreno	$\bar{b}$	α'
1	1.17	0.12
2	1.00	0.16
3	0.77	0.21
4	0.55	0.29

4.4.3. PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, p_z

La presión actuante sobre la estructura, p_z, en Pa, se obtiene con la ecuación:

$$p_z = C_p\, q_z \qquad (4.4.3)$$

en donde:

C_p es el coeficiente de presión, adimensional; los valores de este coeficiente se especifican en el inciso 4.3.2, según la forma de la estructura, y

q_z la presión dinámica de base, en Pa, a una altura z sobre el nivel del terreno obtenida según el inciso 4.2.5.

4.4.4. FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS Y CILÍNDRICAS

La fuerza dinámica equivalente, F_{eq} en N, se obtiene, para una altura sobre el nivel del terreno, z, en m, con la expresión siguiente:

$$F_{eq}(z) = p_z \; A_{\exp} \; F_{AD} \qquad (4.4.4)$$

en donde:

p_z es la presión actuante obtenida con la expresión 4.4.3, en Pa,

$A_{\exp}$ el área expuesta proyectada en un plano perpendicular a la dirección del viento, en m^2, y

F_{AD} el factor de amplificación dinámica ,adimensional, obtenido para cada estructura en particular, como se indica en los incisos siguientes.

El factor de amplificación dinámica proporciona la fuerza máxima producida por los efectos de la turbulencia del viento y las características dinámicas de la estructura. Considera dos contribuciones en la respuesta estructural, la parte cuasi-estática o de fondo y la de resonancia.

4.4.4.1 Factor de amplificación dinámica para estructuras prismáticas

Este procedimiento sólo podrá emplearse si se cumplen las siguientes condiciones:

- La estructura corresponde a una de las formas generales mostradas en la Figura 4.4.2.
- La respuesta máxima en la dirección del viento está dada principalmente por la contribución del modo fundamental de vibrar, el cual tendrá signo constante. Por tanto, la contribución de los modos de vibrar superiores se considera despreciable.

El factor de amplificación dinámica para estas estructuras, F_{AD}, se calcula con la expresión:

$$F_{AD} = \frac{1 + 2k_p\, I_v(z_s)\sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \qquad (4.4.5)$$

en donde:

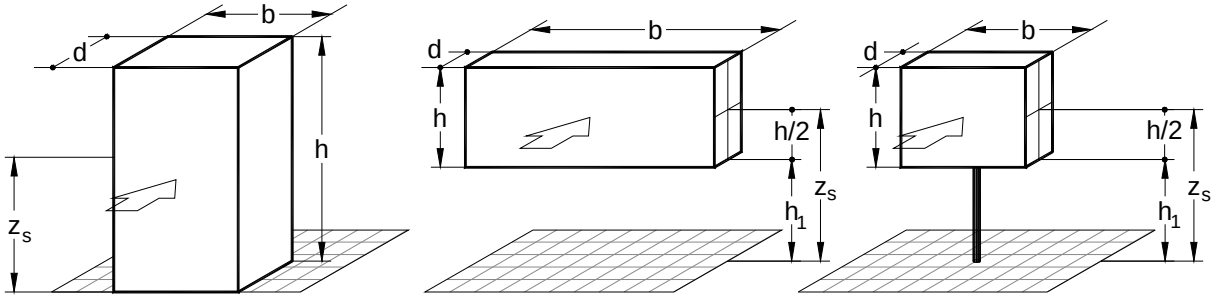
z_s es la altura de referencia (véase la Figura 4.4.2), en m,

$I_v(z_s)$ el índice de turbulencia, evaluado a la altura de referencia, z_s, y calculado con la expresión 4.4.6, adimensional,

B^2 el factor de respuesta de fondo, calculado con la expresión 4.4.7,adimensional,

R^2 el factor de respuesta en resonancia, calculado con la expresión 4.4.9, adimensional, y

k_p el factor pico, calculado con la expresión 4.4.14, adimensional.



a) Estructuras verticales tales como edificios.

b) Estructuras horizontales, tales como vigas.

c) Estructuras con masas concentradas, tales como anuncios espectaculares, o tanques elevados.

Las flechas indican la dirección del viento.

$z_s = 0.6h \geq z_{mín}$ $\qquad$ $z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{mín}$ $\qquad$ $z_s = h_1 + \frac{h}{2} \geq z_{mín}$

Figura 4.4.2 Formas generales de estructuras contempladas en el análisis dinámico; en ellas se define la altura de referencia z_s.

Cada uno de los factores que intervienen en la expresión (4.4.5) se definen en el siguiente párrafo.

El índice de turbulencia, $I_v(z_s)$, representa el nivel o intensidad de ésta en el flujo del viento y está definido como:

www.elsolucionario.org

$$I_v(z_s) = \bar{d}\left(\frac{z_s}{10}\right)^{-\alpha'} \qquad z_{mín} \le z_s \le z_{máx} \qquad (4.4.6.a)$$

$$I_v(z_s) = \frac{1}{\ln\left(\frac{z_{mín}}{z_0}\right)} \qquad z_s \le z_{mín} \qquad (4.4.6.b)$$

en donde $z_{máx}$ = 200 m y los valores de las constantes: α' se obtiene de la Tabla 4.4.1 y $\bar{d}$, $z_{mín}$, y z_0,, se toman de la Tabla 4.4.2; el valor de $\bar{\alpha}$ se emplea en la expresión (4.4.8.a).

Tabla 4.4.2 VALORES DE LAS CONSTANTES $\bar{d}$, z_0, $z_{mín}$ y $\bar{\alpha}$

Categoría del terreno	$\bar{d}$	z_0(m)	$z_{mín}$(m)	$\bar{\alpha}$
1	0.15	0.01	1	0.44
2	0.19	0.05	2	0.52
3	0.29	0.30	5	0.61
4	0.43	1.0	10	0.67

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

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

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0.90\left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}} \qquad (4.4.7)$$

en donde:

b es el ancho de la estructura, en m,

h la altura de la estructura, según la Figura 4.4.2, en m, y

$L(z_s)$ la longitud de la escala de turbulencia a la altura de referencia, z_s, evaluada con la expresión 4.4.8, en m.

La longitud de escala de turbulencia representa el tamaño usual, en promedio, de las ráfagas del viento. Para alturas z_s menores que 200 m, puede calcularse con:

$$L(z_s) = 300\left(\frac{z_s}{200}\right)^{\bar{\alpha}} \quad \text{para} \quad z_s \geq z_{mín} \tag{4.4.8.a}$$

$$L(z_s) = L(z_{mín}) \quad \text{para} \quad z_s < z_{mín} \tag{4.4.8.b}$$

Los valores de $z_{mín}$ y $\bar{\alpha}$ se presentan en la Tabla 4.4.2.

El factor de respuesta en resonancia, R^2, se determina mediante la siguiente expresión:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\varsigma_{t,x}} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \tag{4.4.9}$$

en donde:

$S_L(z_s, n_{1,x})$ es la densidad de potencia del viento, definida por la expresión 4.4.10, adimensional,

$n_{1,x}$ la frecuencia natural de vibración de la estructura en la dirección del viento, en Hz,

$R_h(\eta_h)$ y $R_b(\eta_b)$ las funciones de admitancia aerodinámica, calculadas con las expresiones 4.4.11 y 4.4.12, respectivamente, adimensionales, y

$\varsigma_{t,x}$ la relación de amortiguamiento total, calculada con la expresión 4.4.13, adimensional.

La densidad de potencia describe la distribución de la turbulencia del viento en un sitio con respecto a intervalos de frecuencias.

Dicha densidad se determina con la siguiente expresión:

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6.8\left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)}\right)}{\left[1+10.2\left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)}\right)\right]^{5/3}} \qquad (4.4.10)$$

en donde:

$V_D'(z_s)$ es la velocidad media evaluada a la altura z_s, según el inciso 4.4.2, en m/s, y

$L(z_s)$ la longitud de la escala de turbulencia, calculada con la expresión 4.4.8.

Las funciones R_h y R_b consideran que las fluctuaciones de la velocidad no ocurren simultáneamente sobre las superficies de barlovento y sotavento, así como su correlación sobre estas áreas.

La función de admitancia aerodinámica, R_h, para la forma modal fundamental, se calcula mediante:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2}(1-e^{-2\eta_h}); \qquad R_h = 1.0 \text{ para } \eta_h = 0 \qquad (4.4.11)$$

en donde: $\eta_h = \frac{4.6 h n_{1,x}}{V_D'(z_s)}$.

La función de admitancia aerodinámica, R_b, se obtiene mediante:

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2\eta_b^2}(1-e^{-2\eta_b}); \qquad R_b = 1.0 \text{ para } \eta_b = 0 \qquad (4.4.12)$$

en donde: $\eta_b = \frac{4.6 b n_{1,x}}{V_D'(z_s)}$.

Los valores de h y b fueron definidos anteriormente. Los coeficientes η_b y η_h son frecuencias reducidas, adimensionales, función de la frecuencia natural de vibración $n_{1,x}$, en la dirección del viento.

www.elsolucionario.org

La relación de amortiguamiento total, $\varsigma_{t,\mathrm{x}}$, está dada por tres componentes debidas al amortiguamiento estructural, al aerodinámico y al asociado con dispositivos especiales de amortiguamiento.

$$\varsigma_{t,\mathrm{x}} = \varsigma_{est,\mathrm{x}} + \varsigma_{a,\mathrm{x}} + \varsigma_{d,\mathrm{x}} \tag{4.4.13}$$

en donde:

$\varsigma_{est,\mathrm{x}}$ es la relación de amortiguamiento estructural, adimensional,

$\varsigma_{a,\mathrm{x}}$ la relación de amortiguamiento aerodinámico, adimensional, y

$\varsigma_{d,\mathrm{x}}$ la relación de amortiguamiento debido a mecanismos especiales de amortiguamiento, adimensional.

Existe una variación importante en los valores de la relación de amortiguamiento, $\varsigma_{est,\mathrm{x}}$, en estructuras sometidas a viento. Cuando las estructuras no sean muy sensibles a los efectos dinámicos, como las de los Tipos 1 y 2, la relación de amortiguamiento total puede igualarse al estructural. Si las del Tipo 3 son muy sensibles, el diseñador podrá consultar a un especialista sobre la necesidad de realizar estudios específicos para estimar el amortiguamiento aerodinámico o despreciarlo dada su gran incertidumbre. Así mismo, si se provee a la estructura de algún mecanismo que implique un amortiguamiento adicional, su valor deberá estar justificado por estudios particulares, según el mecanismo seleccionado.

En la Tabla 4.4.3 se presentan algunos valores representativos de la relación de amortiguamiento estructural, $\varsigma_{est,\mathrm{x}}$.

El amortiguamiento total es función del tipo de cimentación, sobre todo en estructuras como chimeneas, monopolos y torres de celosía, y para su determinación será necesario consultar a un experto.

El factor pico, k_p, se define como la relación del valor máximo de las fluctuaciones de la respuesta entre su desviación estándar; depende del intervalo de tiempo, T, en segundos, con el que se calcula la respuesta máxima, y del intervalo de frecuencias de esta respuesta.

Tabla 4.4.3 VALORES REPRESENTATIVOS DE RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO ESTRUCTURAL

Tipo de estructura	$\varsigma_{est,x}$
Edificios de concreto reforzado y presforzado	0.015
Edificios de acero	0.010
Estructuras mixtas de concreto y acero	0.013
Chimeneas y torres de concreto reforzado	0.01
Chimeneas de acero soldadas y sin recubrimientos	0.002
Chimeneas de acero soldadas con recubrimiento	0.005
Chimeneas de acero con recubrimiento de refractarios	0.01
Torres de celosía soldadas	0.003
Torres de celosía atornilladas	0.005

Cuando la respuesta en la dirección del viento se asocia con una distribución de probabilidades de tipo Gaussiana, el factor pico se expresa como:

$$k_p = \sqrt{2\ln(\nu T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2\ln(\nu T)}} \geq 3.0 \qquad (4.4.14)$$

en donde:

T es el intervalo de tiempo con el que se calcula la respuesta máxima, igual a 600 s, y

ν la frecuencia de cruces por cero o tasa media de oscilaciones, en Hz, definida como:

$$\nu = n_{1,x}\sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0.08 \qquad (4.4.15)$$

en donde los valores de $n_{1,x}$, B^2 y R^2, fueron definidos anteriormente.

4.4.4.2 Factor de amplificación dinámica para estructuras cilíndricas

Este procedimiento se empleará cuando la estructura corresponda a una estructura vertical, con sección transversal circular como la mostrada en la Figura 4.4.3, y su forma fundamental de vibrar resulta con el mismo signo.

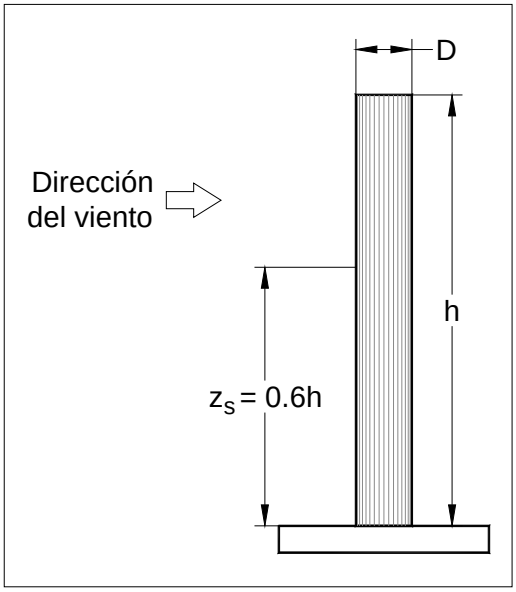


Figura 4.4.3 Forma general de una estructura cilíndrica.

El factor de amplificación dinámica, F_{AD}, se calcula con:

$$F_{AD} = \frac{1+2k_p\, I_v(z_s)\sqrt{B^2+R^2}}{1+7I_v(z_s)} \qquad (4.4.16)$$

en donde:

$I_v(z_s)$ es el índice de la turbulencia, evaluado a la altura de referencia, z_s, y calculado con la ecuación 4.4.6, adimensional,

z_s la altura de referencia (Figura 4.4.3), en m,

B^2 el factor de respuesta de fondo calculado con la ecuación 4.4.17, adimensional,

R^2 el factor de respuesta en resonancia calculado con la ecuación 4.4.18, adimensional, y

www.elsolucionario.org

k_p el factor pico, calculado con la ecuación 4.4.14, adimensional.

La definición de cada factor es equivalente a los indicados en el inciso 4.4.4.1.

El factor de respuesta de fondo se calcula con la ecuación:

$$B^2 = \frac{1}{1+\frac{3}{2}\sqrt{\left(\frac{D}{L(z_s)}\right)^2+\left(\frac{h}{L(z_s)}\right)^2+\left(\frac{Dh}{L^2(z_s)}\right)^2}} \qquad (4.4.17)$$

en donde:

D es el diámetro promedio de la sección transversal de la estructura, en m,

h la altura total de la estructura, en m, y

$L(z_s)$ la longitud de la escala de turbulencia, evaluada a la altura de referencia z_s, y calculada con la expresión 4.4.8a y 4.4.8b.

Cuando la sección transversal sea variable, el diámetro se tomará como el promedio de los diámetros de las secciones a diferentes alturas.

El factor de respuesta en resonancia, R^2, se determina con la ecuación:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\varsigma_{t,x}} S_L(z_s, n_{1,x}) K_s(n_{1,x}) \qquad (4.4.18)$$

en donde:

$S_L(z_s,n_{1,x})$ es la densidad de potencia del viento, calculada con 4.4.10,

$n_{1,x}$ la frecuencia natural de vibrar de la estructura, en Hz,

$K_s(n_{1,x})$ el factor de reducción de tamaño calculado con 4.4.19, adimensional, y

$\varsigma_{t,x}$ la relación de amortiguamiento total, calculada con la expresión 4.4.13, adimensional.

El factor de reducción de tamaño se calcula con:

$$K_s(n_{1,x}) = \frac{1}{1+\sqrt{\left(5.75\frac{D\,n_{1,x}}{V'_D(z_s)}\right)^2+\left(3.19\frac{h\,n_{1,x}}{V'_D(z_s)}\right)^2+\left(11.69\frac{n_{1,x}{}^2 Dh}{[V'_D(z_s)]^2}\right)^2}} \qquad (4.4.19)$$

en donde:

D es el diámetro promedio de la sección transversal de la estructura, en m,

h la altura total de la estructura, en m,

$n_{1,x}$ la frecuencia natural de vibrar de la estructura, en Hz, y

$V'_D(z_s)$ la velocidad media evaluada a la altura de referencia, z_s, según el inciso 4.4.2, en m/s.

Para obtener el amortiguamiento total, se aplican las consideraciones recomendadas en el inciso 4.4.4.1.

4.4.5. FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS

En este inciso se describe el procedimiento para calcular las cargas, provocadas por la acción dinámica del viento, sobre estructuras de tipo celosía autosoportadas, apoyadas directamente sobre el terreno. Estas cargas deben ser calculadas a partir de la presión dinámica de base en el centro de los paneles en que ésta se divide, a juicio del diseñador y según el cambio de su relación de solidez. Se recomienda usar diez secciones o paneles como mínimo.

Para el viento que actúa sobre cualquier cara de la torre, la fuerza de arrastre de diseño deberá calcularse mediante la ecuación:

$$F_{eq} = q_z\, C_{at}\, A_{ref}\; F_{AD} \qquad (4.4.20)$$

en donde:

F_{eq} es la fuerza de dinámica equivalente, en N, que actúa paralelamente a la dirección del viento y es variable con la altura,

q_z la presión dinámica de base del viento a la altura z, en Pa, obtenida según el inciso 4.2.5,

C_{at} el coeficiente de arrastre, en la dirección del flujo del viento, se obtiene de acuerdo con lo que se establece en los incisos 4.3.2.10.3 o 4.3.2.12, adimensional,

A_{ref} el área de todos los miembros de la cara frontal, a una altura z, proyectada en un plano vertical perpendicular a la dirección del viento, en m^2, y

F_{AD} el factor de amplificación dinámica, se calcula según lo especificado en el inciso 4.4.5.1, adimensional.

4.4.5.1 Factor de amplificación dinámica para torres de celosía autosoportadas

El factor de amplificación dinámica, F_{AD}, para torres de celosía autosoportadas se calcula con la ecuación:

$$F_{AD} = \frac{1+2\,I_v(z_s)\,k_p\sqrt{B^2+R^2}}{1+7\,I_v(z_s)}\left[\frac{C_{RG}}{C_G}\right]F_M \qquad (4.4.21)$$

en donde:

B^2 es el factor de respuesta de fondo calculado con la ecuación 4.4.22, adimensional,

$I_v\,(z_s)$ el índice de turbulencia a la altura de referencia, z_s, calculado con la expresión 4.4.6,

R^2 el factor de respuesta en resonancia, calculado con la expresión 4.4.23, adimensional,

k_p el factor pico calculado con la expresión 4.4.29, adimensional,

www.elsolucionario.org

C_{RG} y C_G las constantes correctivas de la forma modal, adimensionales; se obtienen mediante las ecuaciones 4.4.31 y 4.4.32, respectivamente,

F_M el factor de corrección de la masa, calculado con la expresión 4.4.34, adimensional, y

z_s la altura de referencia, para este tipo de estructuras es igual a la altura total de la torre (véase la Figura 4.4.4), en m.

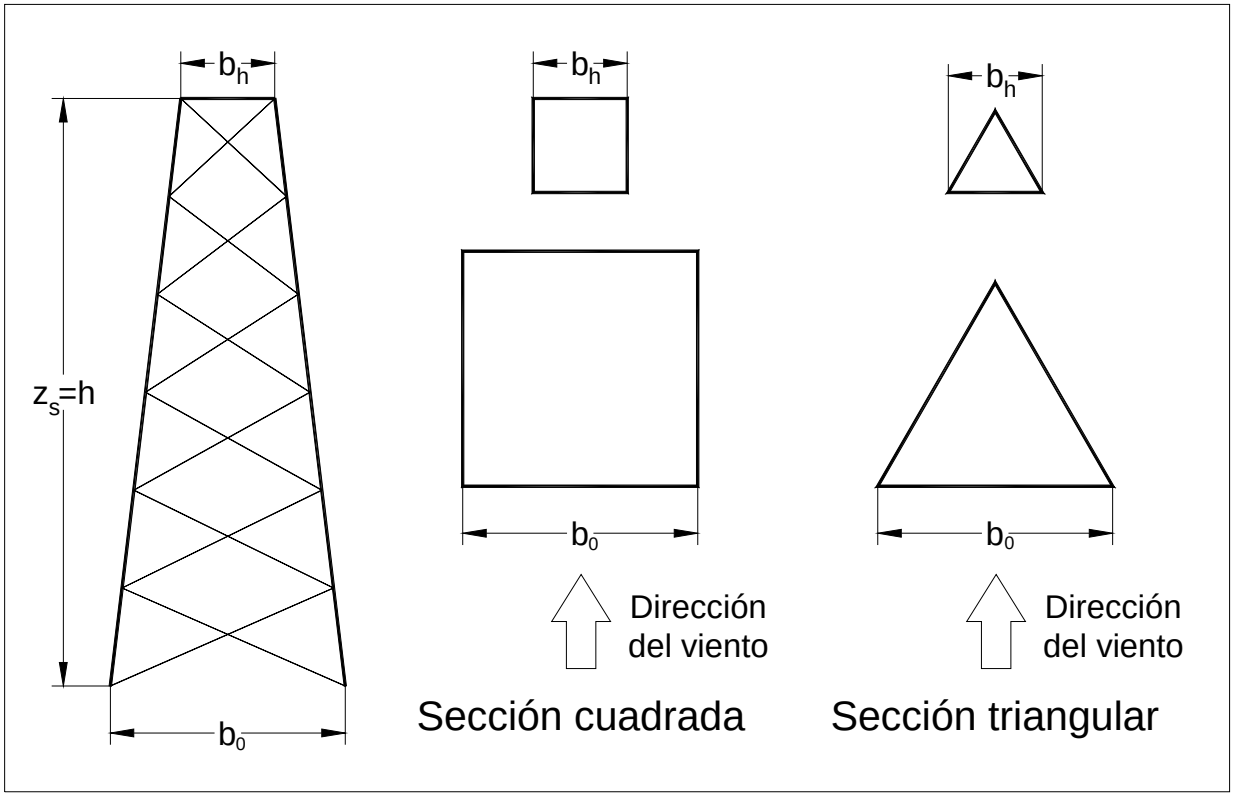


Figura 4.4.4 Definición de b_0, b_h y h.

El factor de respuesta de fondo se obtiene con:

$$B^2 = \frac{1}{1+2\frac{\sqrt{hb}}{L(z_s)}} \qquad (4.4.22)$$

en donde:

b es el ancho promedio, en m,

h la altura de la estructura (véase la Figura 4.4.4), en m, y

$L(z_s)$ la escala de turbulencia a la altura de referencia, z_s, en m, se calcula con la ecuación 4.4.8.

El factor de respuesta en resonancia, se calcula con:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\varsigma_{est,x}} S_L(z_s, n_{1,x})\, R_h(\eta_h)\, R_b(\eta_b) \qquad (4.4.23)$$

en donde:

$\varsigma_{est,x}$ es la relación de amortiguamiento estructural, adimensional, según la Tabla 4.4.3,

$S_L(z_s, n_{1,x})$ la densidad de potencia del viento definida por la expresión 4.4.24, adimensional, y

$R_h(\eta_h)$ y $R_b(\eta_b)$ las funciones de admitancia aerodinámica, adimensionales; se obtienen con las expresiones 4.4.25 y 4.4.26, respectivamente.

La densidad de potencia, evaluada a una altura de referencia, z_s, es:

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{4\left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)}\right)}{\left(1+71\left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V'_D(z_s)}\right)^2\right)^{5/6}} \qquad (4.4.24)$$

Las funciones de admitancia aerodinámica se obtienen con:

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{1+\eta_h} \qquad (4.4.25)$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{1+\eta_b} \qquad (4.4.26)$$

en donde:

$$\eta_h = \frac{2\, n_{1,x}\, h}{V'_D(z_s)} \tag{4.4.27}$$

$$\eta_b = \frac{3.5\, n_{1,x}\, b}{V'_D(z_s)} \tag{4.4.28}$$

en donde:

$n_{1,x}$ es la frecuencia natural en el modo fundamental de vibrar de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en Hz, y

V'_D la velocidad media de diseño del viento, en m/s, obtenida de acuerdo con lo establecido en el inciso 4.4.2, para una altura z_s.

El factor pico k_p, para estas estructuras, se calcula con:

$$k_p = \sqrt{2\ln(600\,\nu)} + \frac{0.60}{\sqrt{2\ln(600\,\nu)}} \geq 3.0 \tag{4.4.29}$$

en donde:

$$\nu = n_{1,x}\sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} \geq 0.08\ \text{Hz} \tag{4.4.30}$$

Si en uno de los paneles, en que fue dividida la torre de celosía, se encuentra colocado un accesorio, el valor del coeficiente de arrastre en ese panel deberá considerarse de acuerdo con lo especificado en el inciso 4.3.2.12.1.3.

Las constantes correctivas de la forma modal son:

$$C_{RG} = \left[\frac{1 - \frac{3}{4}\lambda_B}{\alpha' + 3}\right] \tag{4.4.31}$$

$$C_G = \left[\frac{1}{2\alpha' + 3} - \frac{\lambda_B}{2\alpha' + 4}\right] \tag{4.4.32}$$

en donde:

www.elsolucionario.org

$$\lambda_B = 1 - \frac{b_h}{b_0} \tag{4.4.33}$$

b_h es el ancho de la estructura de celosía en la altura h (véase la Figura 4.4.4), en m,

b_0 el ancho proyectado de la base de la estructura a nivel del terreno (véase la Figura 4.4.4), en m, y

α' el exponente (adimensional) de la variación de la velocidad con la altura y se obtiene de la Tabla 4.4.1, para cada categoría del terreno.

El factor de corrección por masa es:

$$F_M = \frac{m_{total}}{5m_r}\left[\left(0.5\frac{b_h}{b_0} - 0.3\right)(\lambda_m - 2) + 1.4\right](1 - 0.4\ln\lambda_m) \tag{4.4.34}$$

con:

$$m_r = \int_0^h m(z)\,[\Phi_{1,x}(z)]^2\ dz$$

en donde:

m_{total} es la masa total de la estructura, en kg,

m_r la masa generalizada de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en kg,

λ_m el coeficiente que determina la variación de la forma modal con la altura, adimensional. Valores estimados de este coeficiente son: λ_m = 2 para torres rectangulares o cuadradas y λ_m = 1.75 para torres triangulares,

$m(z)$ la masa por unidad de longitud de la torre, en kg/m, y

$\Phi_{1,x}(z)$ la configuración modal del primer modo, en la dirección longitudinal del viento, adimensional.

4.4.6. RESPUESTA DINÁMICA DE CUBIERTAS DEFORMABLES CON FORMA CÓNICA

Actualmente se han desarrollado un gran número de formas arquitectónicas de cubiertas tensadas por cables, también llamadas estructuras de membranas o textiles deformables o tenso-estructuras, que presentan un comportamiento no lineal geométrico. El diseño de este tipo de estructuras tendrá que llevarse a cabo mediante las recomendaciones de expertos en la materia y en pruebas de túnel de viento.

Para techos de membrana deformable con forma cónica, los efectos dinámicos pueden cuantificarse por medio de coeficientes que uniformizan la respuesta dinámica para todos los nodos del modelo analítico que representa la cubierta, de manera que para propósitos de diseño puede considerarse que su respuesta dinámica se obtiene de aplicar, en dichos nodos, la presión dinámica equivalente, p_{eq}, definida de la siguiente manera:

Para calcular los desplazamientos en los nodos de la cubierta:

$$p_{eq} = p_m \, \beta_d^* \, \eta_d^* \tag{4.4.35}$$

y para los esfuerzos en los cables de tensado y sus accesorios:

$$p_{eq} = p_m \, \beta_s^* \, \eta_s^* \tag{4.4.36}$$

en donde:

p_{eq} es la presión dinámica equivalente, en Pa,

p_m la presión del viento medio, en Pa,

β_d^* y β_s^* los coeficientes dinámicos en los nodos de la cubierta para los desplazamientos y para los esfuerzos, respectivamente, adimensionales, y

η_d^* y η_s^* los factores de respuesta no lineal en los nodos de la cubierta y que toman en cuenta la relación entre la respuesta no lineal máxima dinámica y la máxima estática, para los desplazamientos y para los esfuerzos, respectivamente, adimensionales.

La presión del viento medio, p_m, que actúa sobre el área expuesta de cada nodo, se calcula con:

$$p_m = 0.047\, G\, V_D'^2\, C_p \qquad (4.4.37)$$

en donde:

V_D' es la velocidad media del viento evaluada para cada altura z del nodo correspondiente y según el inciso 4.4.2, en m/s, y

C_p el coeficiente de presión; en este caso particular, se obtiene según lo recomendado en el inciso 4.3.2.9.

Los coeficientes dinámicos en los nodos de la cubierta son:

$\beta_d^* = 1.654 + 0.071\, T_0 - 0.0047\, \mathrm{L}$ para los desplazamientos (4.4.38)

$\beta_s^* = 1.542 - 0.079\, T_0 + 0.0094\, \mathrm{L}$ para los esfuerzos (4.4.39)

en donde:

T_0 es la tensión inicial en los cables de la cubierta, en kN/m, y

L la longitud, perpendicular a la dirección del viento, del claro que cubre la membrana, en m.

Los factores que toman en cuenta el comportamiento no lineal con respecto a la relación entre la respuesta máxima dinámica y la máxima estática son:

$\eta_d^* = 1.15$ para los desplazamientos (4.4.40)

$\eta_s^* = 1.15$ para los esfuerzos (4.4.41)

www.elsolucionario.org

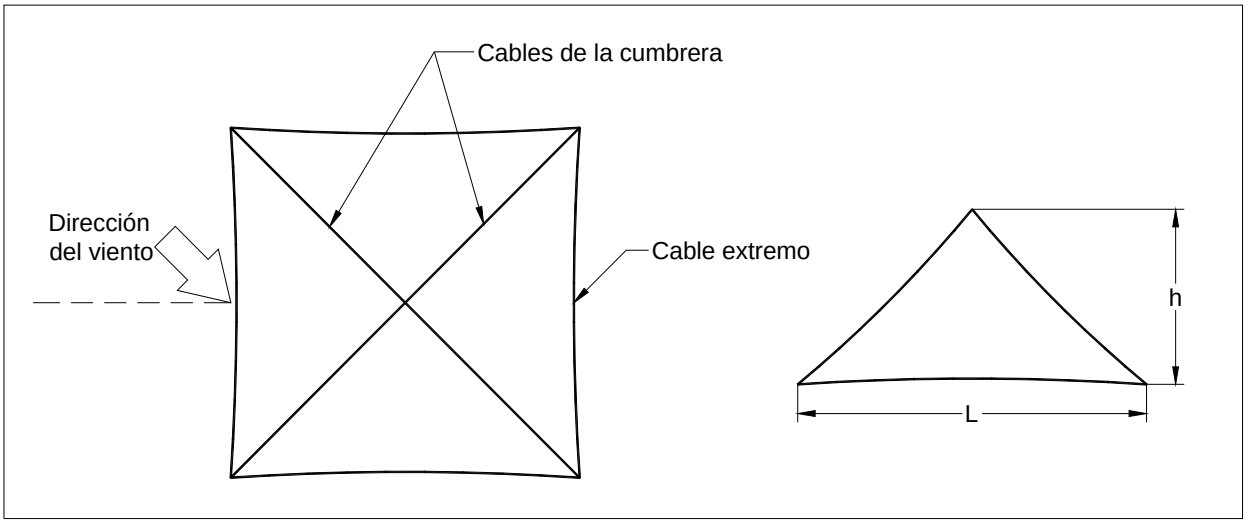


Figura 4.4.5 Geometría de la cubierta cónica

Para cuantificar los efectos dinámicos en estructuras, con otra forma de cubierta deformable, es indispensable realizar estudios en túnel de viento.

4.4.7. FUERZAS EQUIVALENTES PERPENDICULARES A LA DIRECCIÓN DEL VIENTO. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS.

En el diseño de estructuras Tipo 3, o de elementos estructurales, con sección transversal pequeña comparada con su longitud, que cumplan con alguna de las condiciones señaladas en el inciso 4.4.1, deberán considerarse las vibraciones generales causadas por fuerzas alternantes debidas al desprendimiento de vórtices y las vibraciones locales de su sección transversal originadas por dichas fuerzas.

El cálculo de fuerzas ocasionadas por las vibraciones locales cae fuera de la aplicación del presente inciso, por lo que tendrá que recurrirse a recomendaciones de expertos en la materia. En lo que se refiere a las fuerzas originadas por las vibraciones generales, en el inciso 4.4.7.2 se describe un procedimiento para calcularlas y ellas pueden despreciarse si se cumple que:

$$V'_D < 0.8\, V_{\text{crít}} \qquad (4.4.42)$$

en donde:

$V_{crít}$ es la velocidad crítica de aparición de vórtices periódicos, en m/s, y

V'_D(h) la velocidad media evaluada a la altura total de la estructura, h, según lo indicado en el inciso 4.4.2, en m/s.

4.4.7.1 Velocidad crítica de vórtices periódicos, $V_{crít}$

Para el caso de vibraciones ocasionadas por el desprendimiento de vórtices periódicos en dirección perpendicular a la del flujo del viento, la velocidad crítica de éstos está definida como la velocidad del viento en la cual la frecuencia de desprendimiento de vórtices es igual a la frecuencia fundamental de la estructura y está dada por la expresión:

$$V_{crít} = \frac{b\, n_{1,y}}{S_t} \qquad (4.4.43)$$

en donde:

b es el ancho normal a la dirección de análisis del viento, o el diámetro exterior en estructuras cilíndricas, en m,

$n_{1,y}$ la frecuencia natural del primer modo de vibración de la estructura en la dirección transversal del viento, en Hz, y

S_t el número de Strouhal, adimensional, que depende de la forma geométrica de la estructura y es igual a 0.12 para una sección cuadrada y 0.2 para una sección circular.

4.4.7.2 Fuerzas debidas al desprendimiento de vórtices periódicos

El efecto de la vibración inducida por el desprendimiento de vórtices periódicos debe calcularse mediante la fuerza de inercia por unidad de longitud, $F_w(z)$, la cual actúa perpendicularmente a la dirección del viento a una altura z y está dada por:

$$F_w(z) = (2\pi n_{1,y})^2\, m(z)\, \Phi_{1,y}(z)\, Y_{F,máx.} \qquad (4.4.44)$$

en donde:

$F_w(z)$ es la fuerza de inercia por unidad de longitud, en la dirección perpendicular a la dirección del viento a una altura z, en N/m,

$n_{1,y}$ la frecuencia natural del primer modo de vibración en la dirección transversal al viento, en Hz,

$m(z)$ la masa de la estructura por unidad de longitud a una altura z, en kg/m,

$\Phi_{1,y}(z)$ la forma modal fundamental de la estructura, adimensional, perpendicular a la dirección del viento, normalizada a 1 en el punto con la máxima amplitud modal, y

$Y_{F,\text{máx.}}$ el máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, en m.

4.4.7.3 Máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, $Y_{F,\text{máx.}}$

El procedimiento descrito en este inciso, para obtener el máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, $Y_{F,\text{máx.}}$, es aplicable solamente a estructuras prismáticas o cilíndricas que no están agrupadas o alineadas. Según este procedimiento, el desplazamiento máximo transversal al flujo del viento se calcula con:

$$Y_{F,\text{máx.}} = \sigma_y \, k_p \qquad (4.4.45)$$

en donde:

σ_y es la desviación estándar del desplazamiento transversal al flujo del viento, en m, y

k_p el factor pico, adimensional; se calcula con la expresión 4.4.53.

La desviación estándar del desplazamiento transversal al flujo se obtiene de la siguiente expresión:

$$\left(\frac{\sigma_y}{b}\right)^2 = c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2} \qquad (4.4.46)$$

en donde las constantes c_1 y c_2 están dadas por:

www.elsolucionario.org

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2}\left(1 - \frac{\varsigma_{t,y}}{K_a}\frac{m_e}{\rho b^2}\right) \tag{4.4.47}$$

$$c_2 = \frac{a_L^2}{K_a}\frac{\rho b^2}{m_e}\frac{C_a^2}{S_t^4}\frac{b}{h} \tag{4.4.48}$$

En las expresiones 4.4.47 y 4.4.48 se tiene que:

a_L es la constante que limita las amplitudes de los desplazamientos de la estructura; se obtiene de la Tabla 4.4.4, adimensional,

$\varsigma_{t,y}$ la relación de amortiguamiento total, similar a la ecuación 4.4.13, pero para la dirección “y”, adimensional,

m_e la masa equivalente de la estructura por unidad de longitud; se calcula con la expresión 4.4.49, en kg/m,

K_a el factor de amortiguamiento aerodinámico dependiente de la turbulencia del viento; se obtiene con la ecuación 4.4.51, adimensional,

ρ la densidad del aire, igual a 1.225 kg/m^3,

C_a la constante aerodinámica dependiente de la sección transversal de la estructura o elemento estructural. Para formas cilíndricas, depende del número de Reynolds; se obtiene de la Tabla 4.4.4, adimensional, y

h la altura de la estructura o longitud del elemento estructural, en m.

Las variables restantes fueron definidas en incisos anteriores.

La masa equivalente de la estructura se calcula con:

$$m_e = \frac{\int_0^h m(z)\,\Phi_{1,y}^2(z)\,dz}{\int_0^h \Phi_{1,y}^2(z)\,dz} \tag{4.4.49}$$

Tabla 4.4.4 CONSTANTES PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS EFECTOS DEL DESPRENDIMIENTO DE VÓRTICES

	Estructuras cilíndricas			Prismas cuadrados
	$R_e \leq 10^5$	$R_e = 5 \times 10^5$	$R_e \geq 10^6$	
C_a	0.02	0.005	0.01	0.04
$K_{a,\text{máx}}$	2.0	0.5	1.0	6.0
a_L	0.4	0.4	0.4	0.4
Para estructuras cilíndricas, las constantes C_a y $K_{a,\text{máx}}$ varían linealmente con el logaritmo del número adimensional de Reynolds para valores entre $10^5 < R_e < 5 \times 10^5$ y $5 \times 10^5 < R_e < 10^6$.				

El número adimensional de Reynolds, R_e, se calcula con la expresión:

$$R_e = \frac{\text{b} V_{\text{crít}}}{\nu_c} \tag{4.4.50}$$

en donde ν_c es la viscosidad cinemática del aire, la cual tiene un valor aproximado de 15 x 10^{-6} m^2/s, para una temperatura ambiente de 20 °C. Las demás variables ya fueron definidas.

Por su parte, el factor de amortiguamiento aerodinámico está dado por:

$$K_a = K_{a,\text{máx}}\ f(I_v) \tag{4.4.51}$$

en donde $K_{a,\text{máx}}$ se obtiene de la Tabla 4.4.4 y la función $f(I_v)$ está dada por:

$$f(I_v) = 1 - 3\,I_v \qquad \text{para} \quad 0 \leq I_v \leq 0.25 \tag{4.4.52.a}$$

$$f(I_v) = 0.25 \qquad \text{para} \quad I_v > 0.25 \tag{4.4.52.b}$$

en donde I_v es el índice de la turbulencia que se obtiene con la ecuación 4.4.6 evaluada a la altura en donde el desplazamiento de la estructura es máximo.

El factor pico se calcula con:

$$k_p = \sqrt{2}\left[1+1.2\arctan\left(0.75\frac{\varsigma_{t,y}}{K_a}\frac{m_e}{\rho b^2}\right)\right] \qquad (4.4.53)$$

NOTA: El valor del arco tangente se obtendrá en radianes.

4.4.7.4 Recomendaciones para disminuir las vibraciones debidas al desprendimiento de vórtices periódicos

Las amplitudes causadas por el desprendimiento de vórtices periódicos pueden reducirse al colocar elementos aerodinámicos (si $4\pi\varsigma_{t,y}\, m_e/\rho b^2 > 8$), o elementos amortiguadores adicionados a la estructura que modifiquen sus propiedades dinámicas, para lo cual se requieren de estudios específicos o la opinión de un experto.

4.4.8. INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

Adicionalmente a los problemas de turbulencia del viento (inciso 4.4.4 e inciso 4.4.5) y de la posible aparición de vórtices alternantes (inciso 4.4.7) deben considerarse posibles problemas de inestabilidad aeroelástica, particularmente en las estructuras del Tipo 4, la cual se produce cuando una estructura se desplaza debido a la fuerza ocasionada por el flujo del viento; el desplazamiento inicial provoca, a su vez, una variación en la dirección de ataque de dicho flujo, lo que genera movimientos sucesivos crecientes de carácter oscilatorio o divergente.

Dada la complejidad del fenómeno de interacción fluido – estructura es difícil establecer recomendaciones prácticas para evitar su formación con base en el estado del conocimiento actual. La mejor manera de estudiar este tipo de problemas es recurriendo a pruebas en túnel de viento. A partir de una velocidad crítica, pueden originarse desplazamientos crecientes debidos a inestabilidad aeroelástica. Por tanto, deben tomarse las debidas precauciones para reducir o impedir que se produzca dicha inestabilidad.

Los problemas de inestabilidad aeroelástica pueden presentar varios aspectos, dentro de los cuales están los siguientes:

www.elsolucionario.org

a) Resonancia con vórtices periódicos

Este fenómeno representa una de las formas de inestabilidad aeroelástica más frecuentes, sobre todo en construcciones prismáticas o cilíndricas esbeltas. En el inciso 4.4.7 se presentaron los lineamientos para considerar o evitar este problema.

b) Inestabilidad por efecto de grupo en construcciones vecinas

Cuando existen estructuras que se encuentran próximas entre sí, la distribución de presiones del viento sobre ellas es diferente de cuando se localizan aisladas o suficientemente lejanas unas de otras. La predicción de posibles inestabilidades causadas por su proximidad se determinará mediante pruebas con modelos en túnel de viento de acuerdo con las recomendaciones de especialistas en la materia.

c) Galopeo

En general, este problema de inestabilidad ocurre en construcciones muy esbeltas con secciones transversales rectangulares, con una cara plana expuesta al viento (véase la Figura 4.4.6) o circulares. Esas estructuras pueden presentar importantes desplazamientos transversales al flujo del viento. A este fenómeno se asocian las grandes oscilaciones que se generan en los cables de líneas de transmisión que se encuentran cubiertos de hielo, lo cual modifica la forma de su sección transversal original. En el Apéndice B se presenta un método para determinar la velocidad de inicio del problema de galopeo en diferentes condiciones de sección transversal y acoplamiento.

d) Aleteo (*flutter*)

Este fenómeno de inestabilidad se manifiesta cuando se acoplan dos grados de libertad de la estructura (flexión y torsión o rotación y translación vertical) y generan oscilaciones de magnitud creciente al modificarse el amortiguamiento aerodinámico. Este problema se presenta en estructuras muy flexibles, como los puentes colgantes, cuyo estudio queda fuera del alcance de estas recomendaciones.

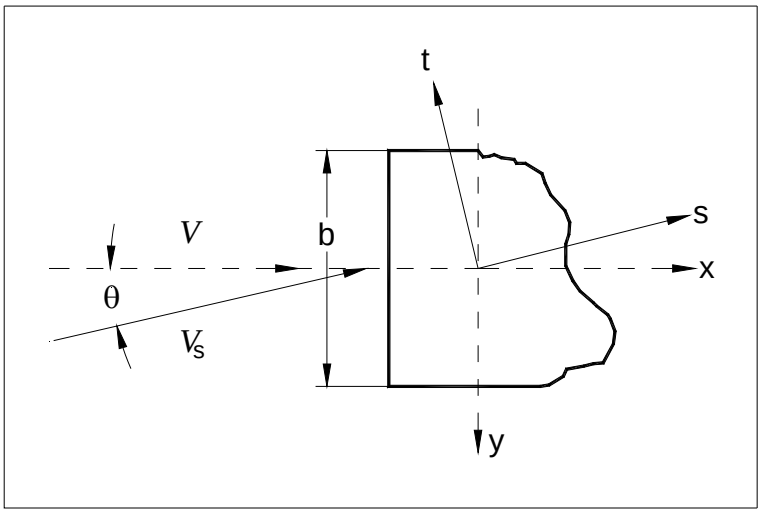


Figura 4.4.6 Sección transversal de cuerpo sometido al flujo del viento con un ángulo de ataque, θ.

4A COEFICIENTES DE FUERZA Y ARRASTRE

4A.1 INTRODUCCIÓN

En este apéndice se especifican los valores de los coeficientes de arrastre y de fuerza para estructuras o miembros estructurales con sección transversal uniforme. Para todos los casos de las Figuras A.1 y A.2, y de las Tablas A.1 a A.3, se considera que la longitud es infinita, por lo que cuando la relación de esbeltez de los elementos (largo/ancho) sea mayor o igual que 8, su correspondiente coeficiente de arrastre o de fuerza se multiplicará por el factor de corrección por relación de esbeltez, K_{re}, dado en la Tabla A.4.

Asimismo, se presentan los coeficientes de arrastre para antenas de microondas.

4A.2 ELEMENTOS CON FORMA CILÍNDRICA O PRISMÁTICA CON ARISTAS REDONDEADAS

Los valores del coeficiente de arrastre, C_a, para estructuras o miembros de ellas, con forma cilíndrica o prismática con aristas redondeadas, se obtendrán de la Tabla A.1.

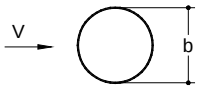
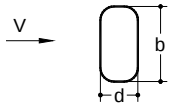
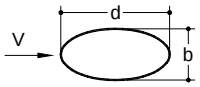
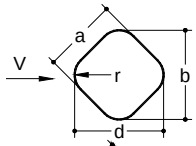
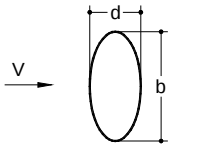
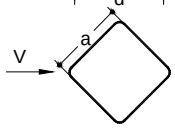
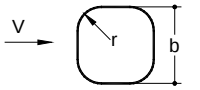
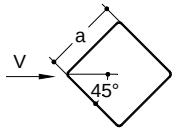
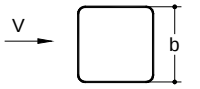
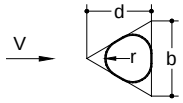
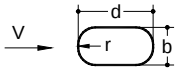
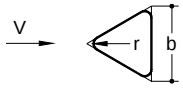
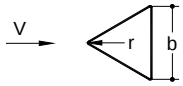
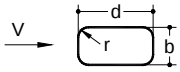
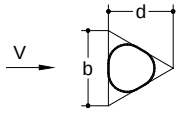
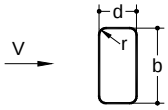
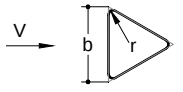
Los cables pueden tratarse como cilindros con superficie lisa, pero deberá tenerse en cuenta que pueden experimentar pequeñas fuerzas transversales (de levantamiento). Para obtener mayor información puede consultarse Holmes, 2007.

4A.3 ELEMENTOS CON FORMA PRISMÁTICA CON ARISTAS AGUDAS

Los valores del coeficiente de arrastre, C_a, para construcciones o elementos estructurales cuyas secciones transversales presenten aristas agudas, excepto para secciones rectangulares, se obtendrán de la Tabla A.2. Se considerarán aristas agudas cuando la relación b/r sea mayor que 16 (véase el inciso 4.3.2.11).

www.elsolucionario.org

Tabla A.1 COEFICIENTE DE ARRASTRE C_a, PARA ELEMENTOS ESTRUCTURALES CILÍNDRICOS Y PRISMÁTICOS CON ESQUINAS REDONDEADAS, DE LONGITUD INFINITA

Forma de la sección transversal y dirección del viento	Coef. de arrastre (C_a)		Forma de la sección transversal y dirección del viento	Coef. de arrastre (C_a)	
	V_D b<4 m²/s	V_D b>10 m²/s		V_D b<4 m²/s	V_D b>10 m²/s
	1.2	Véase la nota 4	 $\frac{b}{d} = 2$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{4}$	1.6	0.6
 Elipse $\frac{b}{d} = \frac{1}{2}$	0.7	0.3	 $\frac{r}{a} = \frac{1}{3}$	1.2	0.5
 Elipse $\frac{b}{d} = 2$	1.7	1.5	 $\frac{r}{a} = \frac{1}{12}$	1.6	1.6
 $\frac{b}{d} = 1$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{3}$	1.2	0.6	 $\frac{r}{a} = \frac{1}{48}$	1.6[5]	1.6[5]
 $\frac{b}{d} = 1$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{16}$	1.3	0.7	 $\frac{r}{b} = \frac{1}{4}$	1.2	0.5
 $\frac{b}{d} = \frac{1}{2}$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{2}$	0.4	0.3	 $\frac{r}{b} = \frac{1}{12}$	1.4	1.4
			 $\frac{r}{b} = \frac{1}{48}$	1.3[5]	1.3[5]
 $\frac{b}{d} = \frac{1}{2}$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{6}$	0.7	0.7	 $\frac{r}{b} = \frac{1}{4}$	1.3	0.5
 $\frac{b}{d} = 2$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{12}$	1.9	1.9	 $\frac{1}{12} > \frac{r}{b} > \frac{1}{48}$	2.1[5]	2.1[5]

NOTA:

1. b está dada en metros y V_D debe transformarse de km/h a m/s.
2. V_D es la velocidad del viento de diseño (inciso 4.2) valuada a la altura total de la construcción o en el punto medio del elemento, en m/s.
3. Para valores intermedios puede realizarse interpolación lineal.
4. Para secciones transversales circulares suaves o poligonales con más de 16 lados, en donde bV_D >10 m²/s, el coeficiente de arrastre se seleccionará de la siguiente manera:

   C_a = 0.5 para $h_r/b \leq 0.00002$

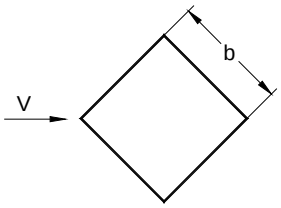
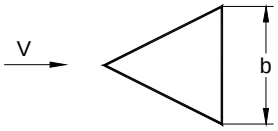
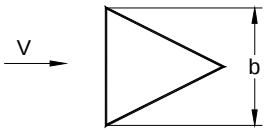
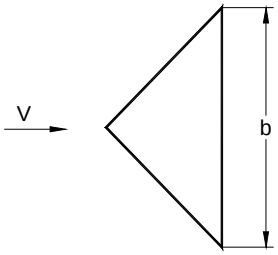
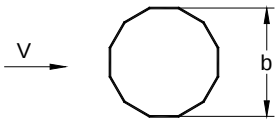
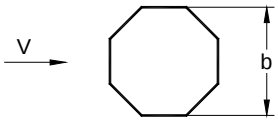
   C_a=1.6+0.105 ln (h_r/b) para $h_r/b > 0.00002$

   en donde:

   h_r es la altura promedio de la rugosidad de la superficie, y

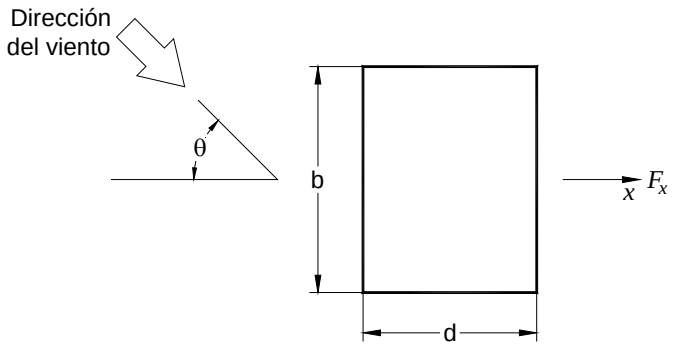
   b en este caso, el diámetro exterior.
5. Estos casos pueden considerarse como secciones con aristas agudas dado que su relación b/r es mayor que 16, por lo que se aplicará la Tabla A.2; sin embargo, el diseñador podrá optar por los valores del coeficiente de arrastre más críticos.

Tabla A.2 COEFICIENTE DE ARRASTRE, C_a, PARA ELEMENTOS PRISMÁTICOS CON ARISTAS AGUDAS DE LONGITUD INFINITA

Forma de la sección	Coef. de arrastre (C_a)
Cuadrada con una cara perpendicular al viento	2.2
 Cuadrada (con un vértice hacia el viento)	1.5
 Triángulo equilátero (con un vértice hacia el viento)	1.2
 Triángulo equilátero (con un lado hacia el viento)	2.0
 Triángulo rectángulo	1.55
 Polígono de doce lados	1.3
 Octágono	1.4

4A.4 ELEMENTOS CON FORMA PRISMÁTICA RECTANGULARES

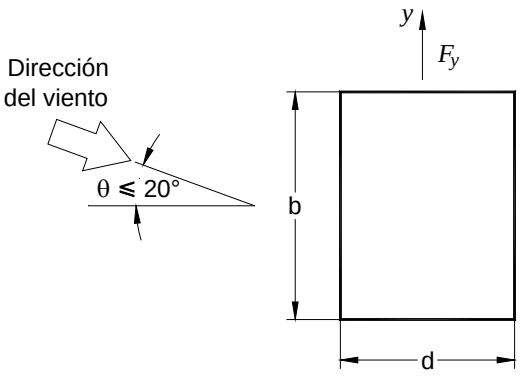
Los valores de los coeficientes de fuerza C_{Fx} y C_{Fy}, para estructuras o elementos de éstas, con sección transversal rectangular constante, se encuentran en las Figuras A.1 y A.2.



Relación de aspecto de la sección (d/b)	Coeficiente de fuerza, C_{Fx}	Factor correctivo de C_{Fx}, si $\theta_m > 15°$
0.1 0.65 1	2.2 3.0 2.2	1.0
2 4 ≥10	1.6 1.3 1.1	$1 + \frac{d}{b} \tan \theta$

NOTA: Para valores intermedios de d/b, puede interpolarse linealmente.

Figura A.1 Coeficiente de fuerza longitudinal, C_{Fx}, para prismas rectangulares de longitud infinita.



Relación de aspecto de la sección (d/b)	Coeficiente de fuerza, C_{Fy}
0.5 1.5 2.5 4 ≥20	± 1.2 ± 0.8 ± 0.6 ± 0.8 ± 1.0

NOTA: Para valores intermedios de d/b, puede interpolarse linealmente.

Figura A.2 Coeficiente de fuerza transversal, C_{Fy}, para prismas rectangulares de longitud infinita.

www.elsolucionario.org

La Figura A.1 sólo es aplicable para ángulos de incidencia del viento entre 0° y 15° con respecto a cada dirección paralela a las caras del rectángulo.

La Figura A.2 contiene valores máximos de C_{Fy} para ángulos de incidencia del viento entre 0º y 20º con respecto a cada dirección paralela a las caras del rectángulo, ya que para ángulos mayores pueden presentarse fluctuaciones de su valor por flujo turbulento.

Para direcciones oblicuas del viento mayores que 20º, deberá consultarse información más detallada o la opinión de un especialista.

4A.5 PERFILES ESTRUCTURALES

Los valores de los coeficientes de fuerza C_{Fx} y C_{Fy}, para secciones de perfiles estructurales se muestran en la Tabla A.3. El ángulo θ, que en esta tabla define la dirección del viento, deberá medirse en la dirección contraria al movimiento de las manecillas del reloj.

4A.6 FACTOR DE CORRECCIÓN POR RELACIÓN DE ESBELTEZ

El factor de corrección por relación de esbeltez, K_{re}, se obtiene de la Tabla A.4; éste se aplicará cuando la relación L_e/b, de un miembro estructural o una estructura, sea mayor o igual que 8. Si esta relación es menor que 8 no se aplica esta condición.

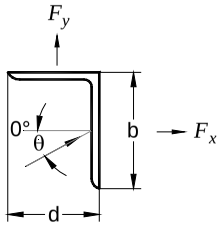
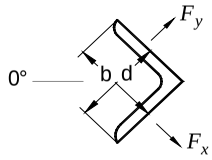
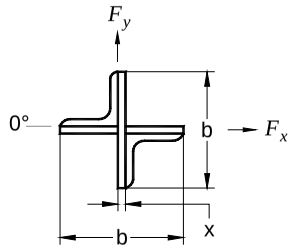
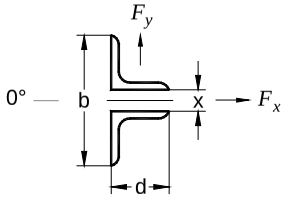
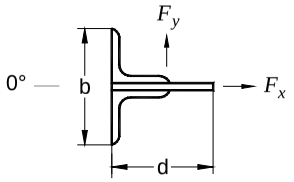
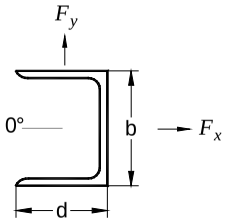
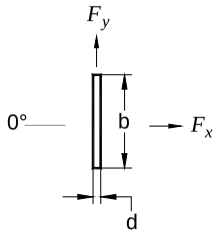
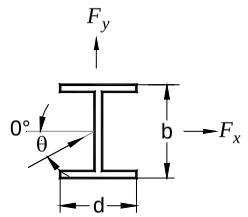
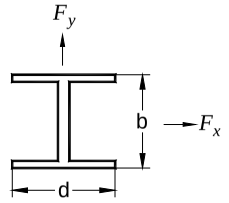
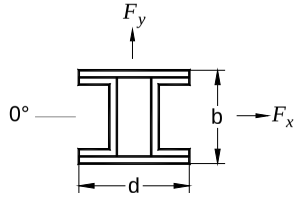
Tabla A.4 FACTOR DE CORRECCIÓN POR RELACIÓN DE ESBELTEZ, K_{re}

Relación L_e/b	Factor de corrección, K_{re}
8	0.7
14	0.8
30	0.9
40 o mayor	1.0

NOTA: Para valores intermedios de L_e/b, puede interpolarse linealmente.

En la Tabla A.4 puede apreciarse que, a medida que la esbeltez disminuye, el factor de corrección también disminuye. Esto se debe a que el flujo del aire alrededor de los extremos de la construcción o miembro fluye más fácilmente, por lo que disminuye la magnitud de la fuerza promedio sobre la sección.

Tabla A.3 COEFICIENTE DE FUERZA C_{Fx} Y C_{Fy}, PARA PERFILES ESTRUCTURALES

 d = 0.5b			 d = b		 x = 0.1b d = b		 x = 0.1b d = 0.45 b		 d = 1.1 b	
θ	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}
0°	+ 1.9	+ 0.95	+ 1.8	+ 1.8	+ 1.75	+ 0.1	+ 1.6	0	+ 2.0	0
45°	+ 1.8	+ 0.8	+ 2.1	+ 1.8	+ 0.85	+ 0.85	+ 1.5	- 0.1	+ 1.2	+ 0.9
90°	+ 2.0	+ 1.7	- 1.9	- 1.0	+ 0.1	+ 1.75	- 0.95	+ 0.7	- 1.6	+ 2.15
135°	- 1.8	- 0.1	- 2.0	+ 0.3	- 0.75	+ 0.75	- 0.5	+ 1.05	- 1.1	+ 2.4
180°	- 2.0	+ 0.1	- 1.4	- 1.4	- 1.75	- 0.1	- 1.5	0	- 1.7	± 2.1
 d = 0.43b			 d = 0.1b		 d = 0.48b		 d = b		 d = 1.6 b	
θ	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}	C_{Fx}	C_{Fy}
0°	+ 2.05	0	+ 2.0	0	+ 2.05	0	+ 1.6	0	+ 1.4	0
45°	+ 1.85	+ 0.6	+ 1.8	+ 0.1	+ 1.95	+ 0.6	+ 1.5	+ 1.5	+ 1.2	+ 1.6
90°	0	+ 0.6	0	+ 0.1	± 0.5	+ 0.9	0	+ 1.9	0	+ 2.2
135°	- 1.6	+ 0.4	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -
180°	- 1.8	0	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -	- - - -

4A.7 COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA ANTENAS DE MICROONDAS

Tabla A.5 COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA ANTENAS DE MICROONDAS SIN REFLECTOR.

Ángulo de incidencia del viento θ (grados)	C_a	C_s	C_m
0	1.5508	0.0000	0.0000
10	1.5391	-0.0469	-0.0254
20	1.5469	-0.0508	-0.0379
30	1.5547	-0.0313	-0.0422
40	1.5938	0.0078	-0.0535
50	1.6641	0.0898	-0.0691
60	1.6484	0.2422	-0.0871
70	1.3672	0.4570	-0.0078
80	0.7617	0.3789	0.1000
90	-0.0117	0.3438	0.1313
100	-0.4023	0.3828	0.1320
110	-0.4609	0.4141	0.1340
120	-0.4570	0.4570	0.1430
130	-0.4688	0.4688	0.1461
140	-0.5742	0.4453	0.1320
150	-0.7734	0.3906	0.1086
160	-0.8672	0.2930	0.0836
170	-0.9453	0.1445	0.0508
180	-1.0547	0.0000	0.0000
190	-0.9453	-0.1445	-0.0508
200	-0.8672	-0.2930	-0.0836
210	-0.7734	-0.3906	0.1086
220	-0.5742	-0.4453	-0.1320
230	-0.4688	-0.4688	-0.1461
240	-0.4570	-0.4570	-0.1430
250	-0.4609	-0.4141	-0.1340
260	-0.4023	-0.3828	-0.1320
270	-0.0117	-0.3438	-0.1313
280	0.7617	-0.3789	-0.1000
290	1.3672	-0.4570	0.0078
300	1.6484	-0.2422	0.0871
310	1.6641	-0.0898	0.0691
320	1.5938	-0.0078	0.0535
330	1.5547	0.0313	0.0422
340	1.5469	0.0508	0.0379
350	1.5391	0.0469	0.0254

NOTA: C_a, C_s y C_m se aplican en las ecuaciones 4.3.30, 4.3.31 y 4.3.32, respectivamente, con ayuda de la Figura A.3.

www.elsolucionario.org

Tabla A.6 COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA ANTENAS DE MICROONDAS CON REFLECTOR.

Ángulo de incidencia del viento θ (grados)	C_a	C_s	C_m
0	0.8633	0.0000	0.0000
10	0.8594	0.1484	-0.0797
20	0.8203	0.2969	-01113
30	0.7617	0.4102	-0.1082
40	0.6641	0.4883	-0.0801
50	0.5469	0.5313	-0.0445
60	0.4180	0.5000	-0.0008
70	0.3125	0.4609	0.0508
80	0.2266	0.4375	0.1047
90	0.1328	0.4063	0.1523
100	0.0313	0.3906	0.1695
110	-0.0664	0.3711	0.1648
120	-0.1641	0.3477	0.1578
130	-0.2930	0.3203	0.1395
140	-0.4102	0.3047	0.0906
150	-0.5195	0.2734	0.0516
160	-0.6016	0.2266	0.0246
170	-0.6563	0.1484	0.0086
180	-0.6914	0.0000	0.0000
190	-0.6563	-0.1484	-0.0086
200	-0.6016	-0.2266	-0.0246
210	-0.5195	-0.2734	-0.0516
220	-0.4102	-0.3047	-0.0906
230	-0.2930	-0.3203	-0.1395
240	-0.1641	-0.3477	-0.1578
250	-0.0664	-0.3711	-0.1648
260	0.0313	-0.3906	-0.1695
270	0.1328	-0.4063	-0.1523
280	0.2266	-0.4375	-0.1047
290	0.3125	-0.4609	-0.0508
300	0.4180	-0.5000	0.0008
310	0.5469	-0.5313	0.0445
320	0.6641	-0.4883	0.0801
330	0.7617	-0.4102	0.1082
340	0.8203	-0.2969	0.1113
350	0.8594	-0.1484	0.0797

NOTA: C_a, C_s y C_m se aplican en las ecuaciones 4.3.30, 4.3.31 y 4.3.32, respectivamente, con ayuda de la Figura A.3.

Tabla A.7 COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA ANTENAS DE MICROONDAS TIPO TAMBOR.

Ángulo de incidencia del viento θ (grados)	C_a	C_s	C_m
0	1.2617	0.0000	0.0000
10	1.2617	0.0977	-0.0281
20	1.2500	0.1758	-0.0453
30	1.2109	0.2344	-0.0520
40	1.1563	0.2813	-0.0488
50	1.0859	0.3047	-0.0324
60	0.9453	0.3672	-0.0086
70	0.6719	0.4766	0.0227
80	0.2734	0.5820	0.0695
90	-0.1094	0.6250	0.0980
100	-0.3438	0.6016	0.1125
110	-0.5391	0.5313	0.1141
120	-0.7109	0.4375	0.1039
130	-0.8594	0.3125	0.0926
140	-0.9336	0.2305	0.0777
150	-0.9570	0.1758	0.0617
160	-0.9727	0.1484	0.0438
170	-0.9961	0.0977	0.0230
180	-1.0156	0.0000	0.0000
190	-0.9961	-0.0977	-0.0230
200	-0.9727	-0.1484	-0.0438
210	-0.9570	-0.1758	-0.0617
220	-0.9336	-0.2305	-0.0777
230	-0.8594	-0.3125	-0.0926
240	-0.7109	-0.4375	-0.1039
250	-0.5391	-0.5313	-0.1137
260	-0.3438	-0.6016	-0.1125
270	-0.1094	-0.6250	-0.0980
280	0.2734	-0.5820	-0.0695
290	0.6719	-0.4766	-0.0227
300	0.9453	-0.3672	0.0086
310	1.0859	-0.3047	0.0324
320	1.1563	-0.2813	0.0488
330	1.2109	-0.2344	0.0520
340	1.2500	-0.1758	0.0453
350	1.2617	-0.0977	0.0281

NOTA: C_a, C_s y C_m se aplican en las ecuaciones 4.3.30, 4.3.31 y 4.3.32, respectivamente, con ayuda de la Figura A.3.

Tabla A.8 COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA ANTENAS DE MICROONDAS TIPO REJILLA.

Ángulo de incidencia del viento θ (grados)	C_a	C_s	C_m
0	0.5352	0.0000	0.0000
10	0.5234	0.1016	0.0168
20	0.5078	0.1797	0.0289
30	0.4609	0.2305	0.0383
40	0.4063	0.2617	0.0449
50	0.3438	0.2734	0.0496
60	0.2344	0.2813	0.0527
70	0.1289	0.2734	0.0555
80	0.0391	0.2500	0.0492
90	-0.0508	0.2422	0.0434
100	-0.1172	0.2734	0.0469
110	-0.1875	0.2852	0.0504
120	-0.2656	0.2773	0.0512
130	-0.3359	0.2617	0.0496
140	-0.4063	0.2344	0.0445
150	-0.4766	0.2031	0.0371
160	-0.5469	0.1563	0.0273
170	-0.5859	0.0859	0.0148
180	-0.5938	0.0000	0.0000
190	-0.5859	-0.0859	-0.0148
200	-0.5469	-0.1563	-0.0273
210	-0.4766	-0.2031	-0.0371
220	-0.4063	-0.2344	-0.0445
230	-0.3359	-0.2617	-0.0496
240	-0.2656	-0.2773	-0.0512
250	-0.1875	-0.2852	-0.0504
260	-0.1172	-0.2734	-0.0469
270	-0.0508	-0.2422	-0.0434
280	0.0391	-0.2500	-0.0492
290	0.1289	-0.2734	-0.0555
300	0.2344	-0.2813	-0.0527
310	0.3438	-0.2734	-0.0496
320	0.4063	-0.2617	-0.0449
330	0.4609	-0.2305	-0.0383
340	0.5078	-0.1797	-0.0289
350	0.5234	-0.1016	-0.0168

NOTA: C_a, C_s y C_m se aplican en las ecuaciones 4.3.30, 4.3.31 y 4.3.32, respectivamente, con ayuda de la Figura A.3.

www.elsolucionario.org

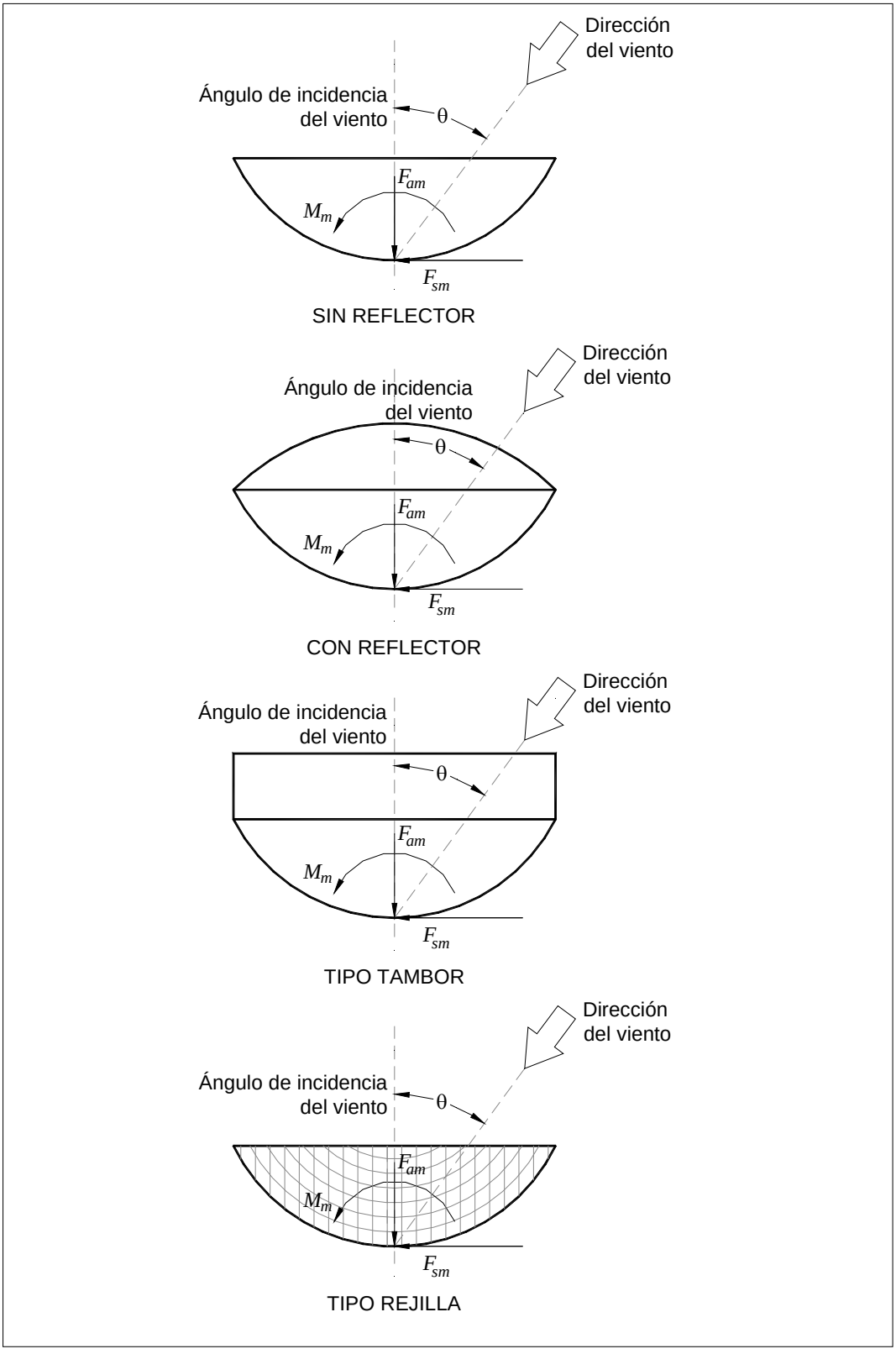


Figura A.3 Tipos de antenas de microondas y dirección del viento.

4B INESTABILIDAD AEROELÁSTICA Y CONDICIONES DE SERVICIO

NOMENCLATURA

a	Distancia entre centros de cilindros acoplados, en m.
a_G	Factor de inestabilidad por galopeo, adimensional.
a_{IG}	Parámetro de inestabilidad combinada, adimensional.
b	Dimensión de la estructura definida en la Tabla B.1, en m.
b	Diámetro de los cilindros, en m.
b	Dimensión de la estructura en la dirección transversal al flujo del viento, en m.
C_a	Coeficiente de arrastre, adimensional.
g	Aceleración de la gravedad, en m/s^2.
h	Altura de la estructura, en m.
I_v(z)	Índice de turbulencia, evaluada a la altura z, adimensional.
K_b	Factor de corrección de la forma modal por la aceleración, adimensional.
k_p	Factor pico, adimensional.
m_e	Masa equivalente por unidad de longitud, en kg/m.
$n_{1,x}$	Frecuencia natural de vibración de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en Hz.
$n_{1,y}$	Frecuencia natural de vibración de la estructura en la dirección transversal al flujo del viento, en Hz.
R	Raíz cuadrada del factor de respuesta en resonancia, adimensional.
S_c	Número de Scruton, adimensional.
T	Tiempo en el que se promedia la velocidad, en s.

V_{CG}	Velocidad de inicio del galopeo, en m/s.
V_{CIG}	Velocidad de inicio del galopeo por interferencia de cilindros, en m/s.
$V_{crít}$	Velocidad crítica de aparición de vórtices periódicos, en m/s.
V'_D	Velocidad media de diseño del viento, en m/s.
$\ddot{x}_{máx}$	Aceleración máxima de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en m/s^2.
z	Altura medida a partir del nivel medio del terreno, en donde se calcula la velocidad del viento, en m.
z_s	Altura de referencia, en m.

Símbolos griegos

β_k	Dirección crítica del viento, en grados.
$\Phi_{1,x}(z)$	Forma modal fundamental en la dirección longitudinal del viento, adimensional.
ν	Frecuencia de cruces por cero, en Hz.
ρ	Densidad del aire, en kg/m^3.
σ_x	Desviación estándar de la aceleración de la estructura, en m/s^2.
ζ_{est}	Relación de amortiguamiento estructural, adimensional.

www.elsolucionario.org

4B.1 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

4B.1.1 Galopeo

El galopeo se caracteriza por ser una forma de inestabilidad aerodinámica de un solo grado de libertad, presentándose vibraciones transversales puramente de traslación.

En general, este efecto ocasiona que las amplitudes del movimiento de la estructura se incrementen rápidamente, cuando aumenta la velocidad del viento y se ha iniciado el fenómeno de galopeo. La velocidad de inicio del galopeo, V_{CG}, en m/s, puede obtenerse mediante la expresión:

$$V_{CG} = n_{1,y}\,\frac{2\,b\,S_c}{a_G} \qquad \text{(B.1)}$$

en donde:

$n_{1,y}$ es la frecuencia natural del primer modo de vibrar de la estructura en la dirección transversal al flujo del viento, en Hz,

b la dimensión de la estructura; se define en la Tabla B.1, en m,

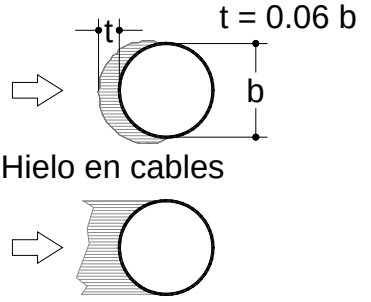
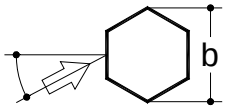
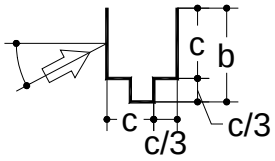
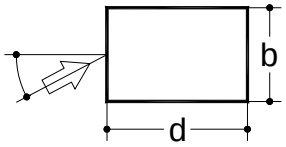
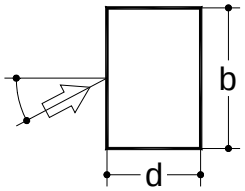
S_c el número de Scruton, adimensional, y

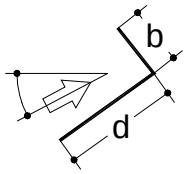
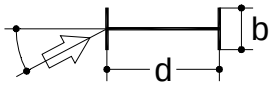
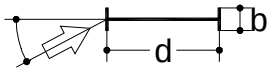
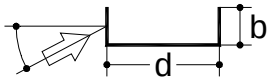
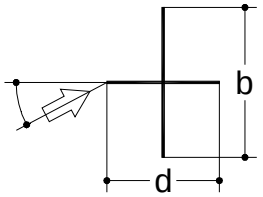
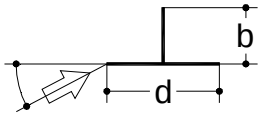
a_G el factor de inestabilidad por galopeo. Algunos valores de este factor se muestran en la Tabla B.1 y puede usarse un valor de 10 para aquellas estructuras no mencionadas en dicha tabla.

El número de Scruton se define como:

$$S_c = \frac{4\,\pi\,\zeta_{est}\,m_e}{\rho\,b^2} \qquad \text{(B.2)}$$

Tabla B.1 Factores de inestabilidad por galopeo

Sección transversal	a_G
	1.0
	1.0
	4.0
 d/b = 2 d/b = 1.5 d/b = 1	2.0 1.7 1.2
 d/b = 2/3 d/b = 1/2 d/b = 1/3	1.0 0.7 0.4

Sección transversal		a_G
	d/b = 2	0.7
	d/b = 2.7	5.0
	d/b = 5	7.0
	d/b = 3	7.5
	d/b = 3/4	3.2
	d/b = 2	1.0

en donde:

ζ_{est} es la relación de amortiguamiento estructural, adimensional,

m_e la masa equivalente de la estructura por unidad de longitud; se calcula con la ecuación 4.4.49, en kg/m,

ρ la densidad del aire considerada igual a 1.225 kg/m^3, y

b ya fue definida en la ecuación B.1.

Para evitar el efecto de galopeo debe cumplirse que:

$$V_{CG} > V'_D \tag{B.3}$$

en donde V'_D es la velocidad media, en m/s, calculada según se indica en el inciso 4.4.2 y a una altura en donde se espera que se presente el galopeo o donde se presente la máxima amplitud de oscilación.

Por otra parte, si se cumple que:

$$0.7 < \frac{V_{CG}}{V_{\text{crít}}} < 1.5 \tag{B.4}$$

en donde $V_{\text{crít}}$ es la velocidad crítica de aparición de vórtices periódicos calculada según lo especificado en el inciso 4.4.6.1, en m/s, deberán realizarse estudios en túnel de viento con las recomendaciones de especialistas en la materia.

4B.1.2 Galopeo en cilindros acoplados

En cilindros acoplados puede presentarse el efecto de galopeo; la velocidad de inicio en este caso está dada por la expresión B.1 pero con los valores de los parámetros que se muestran en la Tabla B.2.

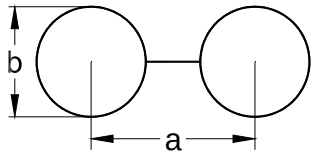
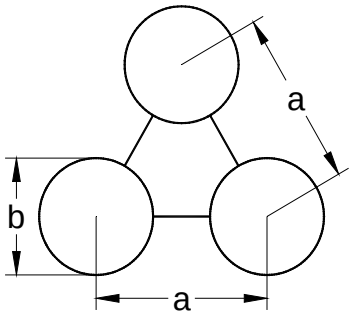
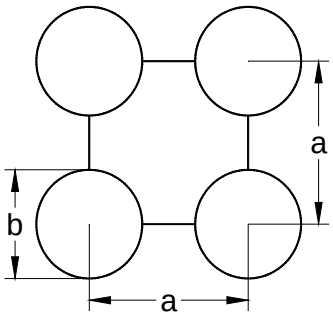
Para evitar este tipo de galopeo debe cumplirse que:

$$V'_D < 0.8\ V_{CG} \tag{B.5}$$

en donde V_{CG} es la velocidad de inicio del galopeo en cilindros acoplados y V'_D es la velocidad media, en m/s, calculada según se indica en el inciso 4.4.2 a la altura en donde se espera que se presente el galopeo o en donde se presente la máxima amplitud de oscilación.

www.elsolucionario.org

Tabla B.2 Parámetros para estimar la velocidad de inicio del galopeo en cilindros acoplados.

Cilindros acoplados	Número de Scruton para cilindros en grupo $S_c = \frac{4\pi\zeta_{est}\sum_{\forall i} m_{e,i}}{\rho b^2}$	
	a/b ≤ 1.5	a/b ≥ 2.5
 i = 2	a_G = 1.5	a_G = 3.0
 i = 3	a_G = 6.0	a_G = 3.0
 i = 4	a_G = 1.0	a_G = 2.0

NOTA: Puede interpolarse para valores intermedios de a/b.

4B.1.3 Galopeo por interferencia de dos o más cilindros individuales

Este tipo de galopeo es una oscilación auto excitada entre fuerza del viento y desplazamiento, que puede ocurrir cuando dos o más cilindros están muy cercanos entre sí, pero sin acoplamiento. Si el ángulo de incidencia del viento se encuentra en el

intervalo de la dirección crítica del viento, β_k (véase la Figura B.1), y si a/b < 3, la velocidad de inicio de este tipo de galopeo, V_{CIG} (en m/s), puede estimarse mediante:

$$V_{CIG} = 3.5\, n_{1,y}\, b \sqrt{\frac{S_c \frac{a}{b}}{a_{IG}}} \qquad \text{(B.6)}$$

en donde:

$n_{1,y}$ es la frecuencia natural del primer modo de vibrar del cilindro en la dirección transversal al flujo del viento, en Hz,

b el diámetro del cilindro, en m,

S_c el número de Scruton del cilindro; se obtiene con la expresión B.2, adimensional,

a la distancia entre los centros de los cilindros (véase la Figura B.1), en m, y

a_{IG} el parámetro de inestabilidad combinada; se considera igual a 3.

Este tipo de galopeo puede evitarse al acoplar los cilindros; en cuyo caso deberá revisarse el galopeo en cilindros acoplados.

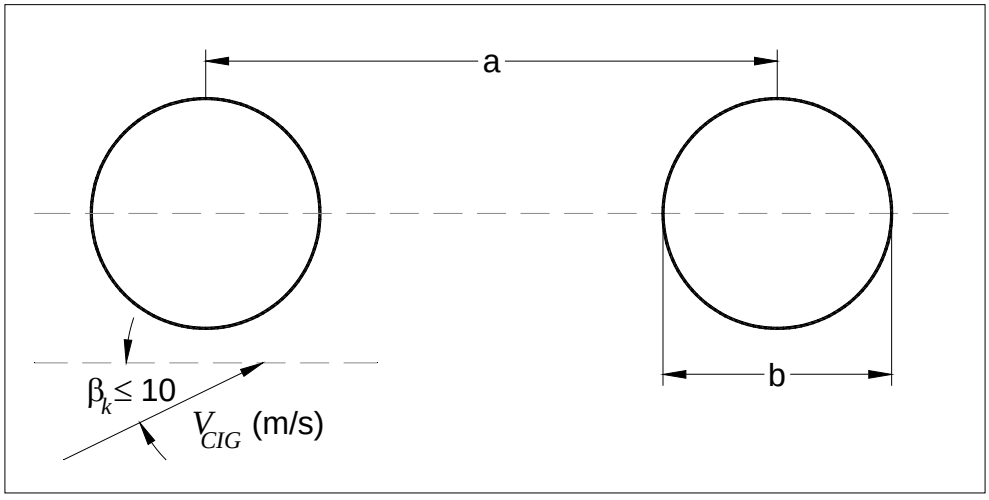


Figura B.1 Parámetros geométricos en el galopeo por interferencia

4B.2 CONDICIONES DE SERVICIO

En este inciso se presenta un procedimiento para estimar los valores de los parámetros de servicio, para una estructura sometida a la acción del viento, que deberán compararse con los valores límites correspondientes dados en el **Capítulo C.1.2** del Manual de Obras Civiles u otra recomendación específica. Esta verificación es con el fin de que en la estructura no se presenten condiciones de desempeño inadecuado de las funciones para las que fue proyectada, o la incomodidad de los ocupantes de la misma. Como guía, en esta sección se dan valores límites para las estructuras prismáticas tratadas en el inciso 4.4.4.1; sin embargo, debe tenerse en cuenta el destino y la ocupación de cada estructura en particular.

4B.2.1 Máximo desplazamiento en la dirección longitudinal

En la Tabla B.3 se presenta una guía de los valores límite de desplazamientos para el diseño, para condiciones de servicio. Esta tabla identifica los límites de deflexión relacionados con aquellas acciones que tienen una probabilidad anual de excedencia de 0.05 (periodo de retorno de 20 años). Estos límites tienen incertidumbre y no son aplicables en todas las situaciones por lo que deben considerarse solamente como una guía. Para el caso de estas recomendaciones, el diseñador podrá optar por revisar estos límites para las velocidades asociadas con periodos de retorno de 10 o 50 años, proporcionadas en los mapas de isotacas del inciso 4.2.2.

www.elsolucionario.org

Tabla B.3 Condiciones límite de servicio sugeridos.

Elemento	Efecto a controlar	Parámetro de servicio	Acción aplicada (1)	Condición límite de servicio (2)
Elementos de soporte de la cubierta				
Elementos que soportan recubrimientos frágiles	Agrietamiento	Deflexión en el centro del claro	G y W_s	Claro/400
Elementos que soportan recubrimientos metálicos	Deformación	Deflexión en el centro del claro	G y W_s	Claro/120
Techumbres y sus soportes				
Techumbres con acabado de yeso y soportes	Agrietamiento	Deflexión en el centro del claro	G y W_s	Claro/200
Elementos estructurales				
Columnas	Desplazamiento lateral	Deflexión en su extremo superior	W_s	Altura/500
Marcos de portal (deformación transversal)	Daños en la cubierta	Deflexión en su extremo superior	W_s	Espaciamiento/200 (3)
Vigas de umbral (flecha vertical)	Atascamiento de puertas o ventanas	Deflexión en el centro del claro	W_s	Claro/240 pero < 12 mm
Muros en general (caras cargadas)	Movimiento discernido	Deflexión en la mitad de la altura	W_s	Altura/150
	Sacudida de elementos soportados	Deflexión en la mitad de la altura	W_s	Altura/1000
Recubrimientos de muros (4)				
Recubrimientos frágiles (cerámica) de la cara cargada	Agrietamiento	Deflexión en la mitad de la altura	W_s	Altura/500
Muros de mampostería (en el plano)	Agrietamiento notable	Deflexión en su extremo superior	W_s	Altura/600
Muros de mampostería (cara cargada)	Agrietamiento notable	Deflexión en su extremo superior	W_s	Altura/400
Muros de yeso (en el plano)	Daño al revestimiento	Deflexión en la mitad de la altura	W_s	Altura/300
Muros de yeso (cara cargada)	Daño al revestimiento	Deflexión en la mitad de la altura	W_s	Altura/200
Sistemas vidriados	Torcedura	Deflexión en el centro del claro	W_s	Claro/400
Ventanas, fachadas, muros de cortina	Daño de fachadas	Deflexión en el centro del claro	W_s	Claro/250
Sistemas de cristales fijos	Daño a los cristales	Deflexión	W_s	2 veces el espacio libre entre cristales(5)

NOTAS:

1. G son las cargas permanentes y W_s son las cargas de viento obtenidas para una velocidad con periodo de retorno de 10 a 50 años.
2. El claro o la altura en las relaciones empleadas en el criterio de deflexión, son el espaciamiento libre entre puntos de soporte.
3. La deflexión límite de los marcos tipo portal se basa en el espaciamiento de las crujías y en la capacidad del recubrimiento para resistir las distorsiones por cortante en el plano.
4. Es frecuente que diferentes recubrimientos de muros tengan diferentes tolerancias al movimiento. Algunos tipos de estos se enlistan en la tabla.
5. Los límites de deflexión para pisos o techos están fuertemente influenciados por el tipo de acabado de la superficie. Los cristales son un ejemplo extremo pues el reflejo en su superficie amplifica una torcedura aparente ya que las imágenes reflejadas se “mueven” con las distorsiones de la superficie del cristal.

4B.2.2 Aceleración máxima en la dirección longitudinal

La aceleración máxima de una estructura prismática, en la dirección longitudinal del viento, se obtiene con la expresión:

$$\dot{x}_{\text{máx}} = k_p \, \sigma_{\dot{x}} \qquad \text{(B.7)}$$

en donde:

$\dot{x}_{\text{máx}}$ es la aceleración máxima de la estructura, en m/s^2,

k_p el factor pico calculado con la expresión B.8, adimensional, y

$\sigma_{\dot{x}}$ la desviación estándar de la aceleración de la estructura; se calcula con la expresión B.9, en m/s^2.

El factor pico está dado por:

$$k_p = \sqrt{2\ln(\nu T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2\ln(\nu T)}} \qquad \text{(B.8)}$$

donde T = 600 s es el tiempo en que se promedia la velocidad del viento y ν es la frecuencia de cruces por cero la cual, en este caso, se toma igual a la frecuencia natural del primer modo de vibrar de la estructura en la dirección longitudinal del viento, es decir, $\nu = \eta_{1,x}$, en Hz.

La desviación estándar, en m/s^2, de la aceleración de la estructura se obtiene con:

$$\sigma_{\ddot{x}} = \frac{1}{m_e} \rho b C_a [V'_D(z_s)]^2 I_v(z_s) R K_b \Phi_{1,x}(z) \qquad \text{(B.9)}$$

en donde:

m_e es la masa equivalente de la estructura por unidad de longitud; se calcula con la ecuación 4.4.49, en kg/m,

ρ la densidad del aire, igual a 1.225 kg/m^3,

b la dimensión de la estructura en la dirección transversal al flujo del viento, en m,

C_a el coeficiente de fuerza o de arrastre, adimensional,

$V'_D(z_s)$ la velocidad media de diseño, en m/s, calculada según lo especificado en el inciso 4.4.2 y a una altura de referencia, z_s (véase la Figura 4.4.2),

$I_v(z_s)$ el índice de turbulencia, evaluada a la altura de referencia, z_s, y calculada con la ecuación 4.4.6, adimensional,

R la raíz cuadrada del factor de respuesta en resonancia obtenida con la ecuación 4.4.9, adimensional,

K_b el factor de corrección de la forma modal de vibración por la aceleración; se calcula con la expresión B.10, adimensional, y

$\Phi_{1,x}(z)$ la forma modal del primer modo de vibración de la estructura en la dirección del flujo del viento, adimensional.

El factor de corrección de la forma modal de vibración para el cálculo de la aceleración se obtiene con:

$$K_b = \frac{\int_0^h [V'_D(z)]^2 \Phi_{1,x}(z)\, dz}{[V'_D(z_s)]^2 \int_0^h \Phi^2_{1,x}(z)\, dz} \qquad \text{(B.10)}$$

www.elsolucionario.org

en donde h es la altura de la estructura, en m; las demás variables ya fueron definidas.

El valor límite que se da como guía para las aceleraciones de edificios, con frecuencias de vibrar menores que 0.1 Hz, es el siguiente:

a) 0.015 g a la altura máxima de la estructura en edificios de oficinas.

b) 0.010 g a la altura máxima de la estructura en edificios residenciales.

En los valores límites anteriores, g es la aceleración de la gravedad igual a 9.81 m/s^2.

Para edificios con frecuencias naturales aproximadamente iguales a 1 Hz sus valores límite podrán tomarse como la mitad de los correspondientes a los valores anteriores.

4C VELOCIDADES REGIONALES

TABLA C.1 VELOCIDADES REGIONALES DE LAS CIUDADES MÁS IMPORTANTES.

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	*Tr*10	*Tr*50	*Tr*200	*Q*5	*Q*15
Acapulco, Gro.	12002	-99.91	16.84	120	150	173	166	190
Aguascalientes, Ags.	1001	-102.30	21.88	110	120	140	140	150
Buenavista, Edo. Méx.		-99.10	19.36	100	111	121	130	140
Campeche, Camp.	4003	-90.54	19.83	108	135	160	150	170
Cancún, Q. Roo		-86.78	21.10	141	196	243	190	240
Cd. Acuña, Coah.		-101.38	29.42	143	170	188	195	208
Cd. Apodaca, N. L.		-100.11	25.46	125	145	162	167	178
Cd. Constitución, B. C. S.	3132	-111.58	25.02	105	137	164	155	177
Cd. del Carmen, Camp.		-91.50	18.38	104	120	136	139	150
Cd. General Escobedo, N. L.		-100.19	25.48	124	144	161	166	176
Cd. Guzmán, Jal.	14030	-103.47	19.70	120	140	150	160	170
Cd. Juárez, Chih.		-106.29	31.44	129	144	160	170	180
Cd. López Mateos, Edo. Méx.		-99.15	19.33	100	112	122	130	140
Cd. Madero, Tamps.		-97.82	22.27	126	154	185	166	187
Cd. Nezahualcóyotl, Edo. Méx.		-98.59	19.24	100	111	121	130	136
Cd. Obregón, Son.	26020	-109.92	27.48	140	156	173	180	190
Cd. Santa Catarina, N. L.		-100.27	25.40	124	144	159	165	175
Cd. Valles, S. L. P.		-99.01	21.59	120	134	150	153	164
Cd. Victoria, Tamps.	28165	-98.77	23.77	135	159	170	180	190
Celaya, Gto.		-100.49	20.31	113	128	140	146	154
Chalco de Díaz Covarrubias, Edo. Méx.		-98.54	19.16	100	111	122	130	135
Chapingo, Edo. Méx.	15021	-98.85	19.50	100	110	120	130	140
Chetumal, Q. Roo	23006	-88.31	18.52	113	153	189	153	193
Chicoloapan de Juárez, Edo. Méx.		-98.54	19.25	100	110	120	130	135
Chihuahua, Chih.	8040	-106.08	28.63	130	150	162	170	180
Chilpancingo, Gro.	12033	-99.50	17.55	120	138	150	157	166
Chimalhuacán, Edo. Méx.		-98.57	19.26	100	110	120	130	136
Coatzacoalcos, Ver.	30027	-94.42	18.15	132	148	163	168	178
Colima, Col.	6006	-103.72	19.22	130	150	170	171	186
Colotlán, Jal.	14032	-103.27	22.12	120	131	150	150	160
Comitán, Chis.	7025	-92.13	16.25	97	110	123	130	140

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	*Tr*10	*Tr*50	*Tr*200	*Q*5	*Q*15
Córdoba, Ver.		-96.56	18.53	138	159	174	181	192
Cozumel, Q. Roo	23005	-86.94	20.51	140	200	250	178	245
Cuautitlán Izcalli, Edo. Méx.		-99.12	19.38	100	110	121	130	140
Cuautla, Mor.		-98.57	18.48	105	119	130	138	143
Cuernavaca, Mor.	17726	-99.23	18.88	102	120	130	140	142
Culiacán, Sin.	25014	-107.40	24.82	90	107	120	127	137
Delicias, Chih.		-105.28	28.11	130	148	160	169	178
Durango, Dgo.	10017	-104.67	24.03	110	124	140	143	153
Ecatepec de Morelos, Edo. Méx.		-99.03	19.36	100	111	121	130	140
Ensenada, B. C.	2025	-116.53	31.85	86	105	120	125	135
Fresnillo, Zac.		-102.52	23.10	117	134	145	153	161
Gómez Palacio, Dgo.		-103.30	25.33	130	149	160	170	180
Guadalajara, Jal.	14065	-103.38	20.67	100	110	120	130	140
Guadalupe, N. L.		-100.14	25.40	125	145	161	167	177
Guanajuato, Gto.	11024	-101.25	21.02	140	160	170	180	190
Guaymas, Son.		-110.54	27.55	139	159	170	180	190
Hermosillo, Son.	26040	-110.97	29.07	108	120	140	140	150
Heroica Matamoros, Tamps.		-97.30	25.52	134	164	190	184	203
Heroica Nogales, Son.		-110.56	31.19	115	134	150	154	166
Hidalgo del Parral, Chih.		-105.40	26.56	120	133	150	153	163
Huajuapan de León, Oax.	20298	-97.78	17.83	110	130	140	150	158
Huixquilucan, Edo. Méx.		-99.16	19.23	100	114	125	132	140
Iguala de la Independencia, Gro.		-99.32	18.20	110	127	139	144	152
Irapuato, Gto.		-101.21	20.40	123	139	151	159	167
Isla Socorro, Col.	6011	-110.95	18.72	169	222	270	226	280
Ixtapaluca, Edo. Méx.		-98.53	19.19	100	111	121	130	135
Jalapa, Ver.	30075	-96.92	19.52	120	139	150	159	170
Jiutepec, Mor.		-99.10	18.52	106	120	132	140	146
La Paz, B. C. S.	3026	-110.29	24.17	124	164	197	177	208
Lagos de Moreno, Jal.	14083	-101.92	21.35	124	136	147	155	164
Laguna Verde, Ver.	30201	-96.41	19.72	109	137	160	155	172
León de los Aldama, Gto.		-101.40	21.07	140	159	170	180	188
Loreto, B. C. S.	3168	-111.35	26.02	101	131	157	149	170
Los Mochis, Sin.		-108.59	25.47	107	137	161	154	176
Los Reyes Acaquilpan, Edo. Méx.		-98.58	19.21	100	111	121	130	136

www.elsolucionario.org

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	*Tr*10	*Tr*50	*Tr*200	*Q*5	*Q*15
Manzanillo, Col.	6018	-104.28	19.05	127	164	195	180	208
Mazatlán, Sin.	25062	-106.42	23.21	130	179	220	180	220
Mérida, Yuc.	31019	-89.65	20.98	126	172	213	170	214
Metepec, Edo. Méx.		-99.36	19.15	100	114	125	132	139
Mexicali, B. C.		-115.28	32.40	83	101	116	121	131
México, Central	9048	-99.20	19.40	100	110	120	130	139
Minatitlán, Ver.		-94.33	17.59	128	142	157	162	172
Monclova, Coah.	5019	-101.42	26.88	128	147	164	172	183
Monterrey, N. L.	19052	-100.30	25.67	123	143	160	164	175
Morelia, Mich.	16080	-101.18	19.70	110	120	130	140	150
Naucalpan de Juárez, Edo. Méx.		-99.14	19.28	100	113	123	131	140
Navojoa, Son.		-109.26	27.04	140	155	173	180	190
Nuevo Laredo, Tamps.		-99.55	27.43	130	151	170	173	189
Nuevo Casas Grandes, Chih.	8107	-107.95	30.42	127	144	160	165	175
Oaxaca, Oax.	20078	-96.72	17.07	100	110	120	130	140
Ojo de Agua, Edo. Méx.		-99.00	19.40	100	110	121	130	140
Orizaba, Ver.	30120	-97.10	18.85	130	147	163	170	177
Pachuca, Hgo.	13022	-98.73	20.13	100	117	128	130	140
Piedras Negras, Coah.	5025	-100.52	28.70	160	180	190	200	210
Pilares de Nacozari, Son.	26207	-109.67	30.33	120	140	152	160	170
Playa del Carmen, Q. Roo		-87.29	20.46	137	189	236	180	234
Poza Rica de Hidalgo, Ver.		-97.27	20.32	120	141	160	162	176
Progreso, Yuc.	31023	-89.65	21.29	130	180	220	170	220
Puebla, Pue.	21120	-98.20	19.03	100	112	122	130	134
Puerto Cortés, B. C. S.	3046	-111.87	24.46	110	140	170	160	180
Puerto Vallarta, Jal.		-105.14	20.36	114	137	155	157	171
Querétaro, Qro.	22013	-100.40	20.58	115	129	143	148	156
Reynosa, Tamps.		-98.16	26.05	130	156	170	179	190
Río Verde, S. L. P.	24062	-100.00	21.93	100	120	131	140	150
Salamanca, Gto.		-101.12	20.34	120	137	148	156	164
Salina Cruz, Oax.	20100	-95.20	16.17	120	138	150	154	165
Saltillo, Coah.	5034	-101.02	25.43	120	130	140	150	160
San Cristóbal de las Casas, Chis.	7144	-92.63	16.73	100	110	120	130	140
San Francisco Coacalco, Edo. Méx.		-99.05	19.38	100	110	121	130	140
San Juan del Río, Qro.		-99.59	20.23	105	118	129	137	143

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	*Tr*10	*Tr*50	*Tr*200	*Q*5	*Q*15
San Luis Potosí, S. L. P.	24070	-100.98	22.15	130	140	160	160	170
San Luis Río Colorado, Son.		-114.45	32.28	85	104	122	123	135
San Nicolás de los Garza, N. L.		-100.18	25.44	125	145	161	166	177
San Pedro Garza García, N. L.		-100.24	25.39	124	144	160	165	176
Soledad de Graciano Sánchez, S. L. P.		-100.56	22.11	120	138	151	158	167
Sombrerete, Zac.	32115	-103.65	23.47	120	140	150	150	160
Soto la Marina, Tamps.	28092	-98.20	23.77	139	166	186	187	203
Tampico, Tamps.	28110	-97.84	22.24	125	153	186	165	187
Tamuín, S. L. P.	24140	-98.77	22.00	120	138	150	157	168
Tapachula, Chis.	7164	-92.27	14.92	100	119	130	138	149
Tehuacán, Pue.		-97.23	18.28	123	141	154	162	171
Tepehuanes, Dgo.	10020	-105.72	25.33	120	140	150	160	170
Tepic, Nay.	18039	-104.90	21.52	110	130	149	150	167
Tijuana, B. C.		-117.02	32.46	100	119	130	130	140
Tlalnepantla, Edo. Méx.		-99.11	19.32	100	112	122	130	140
Tlaquepaque, Jal.		-103.18	20.38	109	126	140	146	155
Tlaxcala, Tlax.	29031	-98.23	19.30	100	110	120	130	130
Toluca, Edo. Méx.	15126	-99.67	19.28	100	110	120	130	130
Tonalá, Jal.		-103.14	20.37	110	128	141	148	157
Torreón, Coah.	5040	-103.45	25.53	130	150	160	170	180
Tulancingo, Hgo.	13041	-98.37	20.10	106	124	135	143	149
Tuxpan, Ver.	30190	-97.40	20.95	123	149	169	170	184
Tuxtla Gutiérrez, Chis.	7165	-93.12	16.75	104	120	131	136	144
Uruapan, Mich.		-102.03	19.25	127	150	166	170	184
Valladolid, Yuc.	31036	-88.20	20.68	123	157	195	165	198
Veracruz, Ver.	30192	-96.14	19.20	140	170	180	190	200
Villa Nicolás Romero, Edo. Méx.		-99.18	19.37	100	111	121	130	140
Villahermosa, Tab.		-92.55	17.59	112	128	140	147	155
Xico, Edo. Méx.		-98.56	19.17	100	111	122	130	135
Zacatecas, Zac.	32031	-102.57	22.78	117	133	146	152	160
Zamora, Mich.	16143	-102.32	19.98	123	142	156	164	170

En esta tabla:

N° obs. es el número del observatorio,

$Tr10$, $Tr50$, $Tr200$	columnas que contienen las velocidades regionales, en km/h, correspondientes a los periodos de retorno de 10, 50 y 200 años, y
$Q5$, $Q15$	columnas que contienen las velocidades regionales óptimas, en km/h, correspondientes a los factores de importancia de las pérdidas 5 y 15.

www.elsolucionario.org

Tabla C.2 UBICACIÓN, ALTITUD Y TEMPERATURA MEDIA ANUAL DE LAS CIUDADES MÁS IMPORTANTES

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	msnm	Temp. media anual (ºC)
Acapulco, Gro.	12002	-99.91	16.84	20	27.9
Aguascalientes, Ags.	1001	-102.30	21.88	1865	18.5
Buenavista, Edo. Méx.		-99.10	19.36	1830	18.2
Campeche, Camp.	4003	-90.54	19.83	5	27.2
Cancún, Q. Roo		-86.78	21.10	1	27.1
Cd. Acuña, Coah.		-101.38	29.42	330	20.0
Cd. Apodaca, N. L.		-100.11	25.46	430	20.8
Cd. Constitución, B. C. S.	3132	-111.58	25.02	30	21.6
Cd. del Carmen, Camp.		-91.50	18.38	5	27.2
Cd. General Escobedo, N. L.		-100.19	25.48	510	20.5
Cd. Guzmán, Jal.	14030	-103.47	19.70	1515	19.8
Cd. Juárez, Chih.		-106.29	31.44	1120	18.3
Cd. López Mateos, Edo. Méx.		-99.15	19.33	2280	3.8
Cd. Madero, Tamps.		-97.82	22.27	10	24.6
Cd. Nezahualcóyotl, Edo. Méx.		-98.59	19.24	2440	11.3
Cd. Obregón, Son.	26020	-109.92	27.48	18	24.7
Cd. Santa Catarina, N. L.		-100.27	25.40	700	21.4
Cd. Valles, S. L. P.		-99.01	21.59	95	24.5
Cd. Victoria, Tamps.	28165	-98.77	23.77	350	23.4
Celaya, Gto.		-100.49	20.31	1754	19.1
Chalco de Díaz Covarrubias, Edo. Méx.		-98.54	19.16	2240	14.7
Chapingo, Edo. Méx.	15021	-98.85	19.50	2250	15.0
Chetumal, Q. Roo	23006	-88.31	18.52	26	26.9
Chicoloapan de Juárez, Edo. Méx.		-98.54	19.25	2250	11.3
Chihuahua, Chih.	8040	-106.08	28.63	1430	18.3
Chilpancingo, Gro.	12033	-99.50	17.55	1360	21.6
Chimalhuacán, Edo. Méx.		-98.57	19.26	2400	11.3
Coatzacoalcos, Ver.	30027	-94.42	18.15	50	26.1
Colima, Col.	6006	-103.72	19.22	433	25.2
Colotlán, Jal.	14032	-103.27	22.12	1735	18.4
Comitán, Chis.	7025	-92.13	16.25	1596	19.3
Córdoba, Ver.		-96.56	18.53	850	23.9
Cozumel, Q. Roo	23005	-86.94	20.51	5	25.9
Cuautitlán Izcalli, Edo. Méx.		-99.12	19.38	2250	13.7

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	msnm	Temp. media anual (ºC)
Cuautla, Mor.		-98.57	18.48	1303	22.5
Cuernavaca, Mor.	17726	-99.23	18.88	1560	22.3
Culiacán, Sin.	25014	-107.40	24.82	40	24.9
Delicias, Chih.		-105.28	28.11	1165	19.0
Durango, Dgo.	10017	-104.67	24.03	1885	17.2
Ecatepec de Morelos, Edo. Méx.		-99.03	19.36	2250	15.1
Ensenada, B. C.	2025	-116.53	31.85	20	16.1
Fresnillo, Zac.		-102.52	23.10	2195	17.1
Gómez Palacio, Dgo.		-103.30	25.33	1100	20.6
Guadalajara, Jal.	14065	-103.38	20.67	1551	19.7
Guadalupe, N. L.		-100.14	25.40	480	20.3
Guanajuato, Gto.	11024	-101.25	21.02	1999	18.6
Guaymas, Son.		-110.54	27.55	44	25.5
Hermosillo, Son.	26040	-110.97	29.07	200	24.6
Heroica Matamoros, Tamps.		-97.30	25.52	10	23.8
Heroica Nogales, Son.		-110.56	31.19	1181	17.6
Hidalgo del Parral, Chih.		-105.40	26.56	1781	17.6
Huajuapan de León, Oax.	20298	-97.78	17.83	1600	20.3
Huixquilucan, Edo. Méx.		-99.16	19.23	2732	13.7
Iguala de la Independencia, Gro.		-99.32	18.20	800	26.7
Irapuato, Gto.		-101.21	20.40	1724	19.7
Isla Socorro, Col.	6011	-110.95	18.72		26.1
Ixtapaluca, Edo. Méx.		-98.53	19.19	2260	14.3
Jalapa, Ver.	30075	-96.92	19.52	1427	19.8
Jiutepec, Mor.		-99.10	18.52	1350	24.9
La Paz, B. C. S.	3026	-110.29	24.17	16	23.3
Lagos de Moreno, Jal.	14083	-101.92	21.35	1900	18.2
Laguna Verde, Ver.	30201	-96.41	19.72	30	25.6
León de los Aldama, Gto.		-101.40	21.07	1818	19.6
Loreto, B. C. S.	3168	-111.35	26.02	10	23.8
Los Mochis, Sin.		-108.59	25.47	14	25.2
Los Reyes Acaquilpan, Edo. Méx.		-98.58	19.21	2248	16.3
Manzanillo, Col.	6018	-104.28	19.05	380	24.6
Mazatlán, Sin.	25062	-106.42	23.21	60	25.3
Mérida, Yuc.	31019	-89.65	20.98	22	26.5
Metepec, Edo. Méx.		-99.36	19.15	2620	12.0

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	msnm	Temp. media anual (ºC)
Mexicali, B. C.		-115.28	32.40	4	23.1
México, Central	9048	-99.20	19.40	2240	15.3
Minatitlán, Ver.		-94.33	17.59	900	21.1
Monclova, Coah.	5019	-101.42	26.88	586	21.8
Monterrey, N. L.	19052	-100.30	25.67	495	22.3
Morelia, Mich.	16080	-101.18	19.70	1915	18.9
Naucalpan de Juárez, Edo. Méx.		-99.14	19.28	2620	16.5
Navojoa, Son.		-109.26	27.04	54	25.4
Nuevo Laredo, Tamps.		-99.55	27.43	128	22.9
Nuevo Casas Grandes, Chih.	8107	-107.95	30.42	1473	16.3
Oaxaca, Oax.	20078	-96.72	17.07	130	21.4
Ojo de Agua, Edo. Méx.		-99.00	19.40	2350	16.0
Orizaba, Ver.	30120	-97.10	18.85	1230	15.4
Pachuca, Hgo.	13022	-98.73	20.13	2426	14.0
Piedras Negras, Coah.	5025	-100.52	28.70	220	21.6
Pilares de Nacozari, Son.	26207	-109.67	30.33	1100	19.9
Playa del Carmen, Q. Roo		-87.29	20.46	15	24.7
Poza Rica de Hidalgo, Ver.		-97.27	20.32	50	25.2
Progreso, Yuc.	31023	-89.65	21.29	2	25.8
Puebla, Pue.	21120	-98.20	19.03	2122	17.1
Puerto Cortés, B. C. S.	3046	-111.87	24.46	10	19.9
Puerto Vallarta, Jal.		-105.14	20.36	5	25.6
Querétaro, Qro.	22013	-100.40	20.58	1813	18.8
Reynosa, Tamps.		-98.16	26.05	34	23.8
Río Verde, S. L. P.	24062	-100.00	21.93	987	22.1
Salamanca, Gto.		-101.12	20.34	1723	19.2
Salina Cruz, Oax.	20100	-95.20	16.17	22	27.6
Saltillo, Coah.	5034	-101.02	25.43	1589	18.2
San Cristóbal de las Casas, Chis.	7144	-92.63	16.73	2113	15.1
San Francisco Coacalco, Edo. Méx.		-99.05	19.38	2440	13.8
San Juan del Río, Qro.		-99.59	20.23	1945	17.8
San Luis Potosí, S. L. P.	24070	-100.98	22.15	1877	17.6
San Luis Río Colorado, Son.		-114.45	32.28	26	23.4
San Nicolás de los Garza, N. L.		-100.18	25.44	500	20.1
San Pedro Garza García, N. L.		-100.24	25.39	640	13.2
Soledad de Graciano Sánchez, S. L. P.		-100.56	22.11	1882	18.3

www.elsolucionario.org

Ciudad	Nº obs.	Longitud	Latitud	msnm	Temp. media anual (ºC)
Sombrerete, Zac.	32115	-103.65	23.47	2351	16.3
Soto la Marina, Tamps.	28092	-98.20	23.77	35	24.4
Tampico, Tamps.	28110	-97.84	22.24	40	24.6
Tamuín, S. L. P.	24140	-98.77	22.00	22	25.0
Tapachula, Chis.	7164	-92.27	14.92	179	26.4
Tehuacán, Pue.		-97.23	18.28	1705	18.0
Tepehuanes, Dgo.	10020	-105.72	25.33	1967	17.4
Tepic, Nay.	18039	-104.90	21.52	917	21.0
Tijuana, B. C.		-117.02	32.46	55	18.0
Tlalnepantla, Edo. Méx.		-99.11	19.32	2250	13.7
Tlaquepaque, Jal.		-103.18	20.38	1540	21.1
Tlaxcala, Tlax.	29031	-98.23	19.30	2247	15.9
Toluca, Edo. Méx.	15126	-99.67	19.28	2680	13.4
Tonalá, Jal.		-103.14	20.37	1044	24.0
Torreón, Coah.	5040	-103.45	25.53	1123	21.9
Tulancingo, Hgo.	13041	-98.37	20.10	2080	14.6
Tuxpan, Ver.	30190	-97.40	20.95	30	25.2
Tuxtla Gutiérrez, Chis.	7165	-93.12	16.75	530	25.8
Uruapan, Mich.		-102.03	19.25	1611	19.6
Valladolid, Yuc.	31036	-88.20	20.68	25	26.3
Veracruz, Ver.	30192	-96.14	19.20	10	25.5
Villa Nicolás Romero, Edo. Méx.		-99.18	19.37	2400	13.7
Villahermosa, Tab.		-92.55	17.59	10	27.2
Xico, Edo. Méx.		-98.56	19.17	2220	14.3
Zacatecas, Zac.	32031	-102.57	22.78	2485	15.5
Zamora, Mich.	16143	-102.32	19.98	1567	20.7

En esta tabla:

msnm es la columna que contiene la altura de la ciudad sobre el nivel del mar, en m.

4D NOMENCLATURA

4D.1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO

λ	Relación de esbeltez, adimensional.

4D.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D

A_{ref}	Área de referencia sobre la que actúa la presión, en m^2.
c	Coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.
C_I	Costo inicial de la construcción.
C_L	Costo de las reparaciones y de las pérdidas directas e indirectas que se tendrían en caso de una falla estructural.
C_p	Coeficiente de presión, adimensional.
F_{AD}	Factor de amplificación dinámica, adimensional.
F_{eq}	Fuerza equivalente dinámica, en N.
F_{es}	Fuerza estática, en N.
F_{rz}	Factor de exposición local, adimensional.
F_T	Factor de topografía local, adimensional.
G	Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.
H_t	Altura del promontorio o terraplén, medida verticalmente desde el inicio de la cuesta hasta la cresta, en m.
h_m	Altura sobre el nivel del mar, en m.
L_1	Escala longitudinal para determinar la variación vertical de F_T, en m.
L_2	Escala longitudinal para determinar la variación horizontal de F_T, en m.

L_s	Distancia horizontal de la zona de separación del flujo, en m.
L_u	Distancia horizontal en barlovento medida desde H_t /2 hasta la cresta del promontorio o terraplén, en m.
p_z	Presión actuante sobre una construcción, en Pa.
Q	Relación entre el costo de las pérdidas al ocurrir una falla estructural y el costo inicial de la construcción, adimensional.
q_z	Presión dinámica de base a una altura z sobre el nivel del terreno, en Pa.
T	Periodo de retorno de la velocidad regional, $V_{R,}$ en años.
V_D	Velocidad básica de diseño, en km/h.
V_R	Velocidad regional de ráfaga, en km/h.
V_{RO}	Velocidad regional óptima de ráfaga, en km/h.
X_t	Distancia horizontal en barlovento o sotavento, medida entre la estructura y la cresta del promontorio o terraplén, en m.
z	Altura sobre el nivel del terreno natural, a la que se desea conocer la velocidad de diseño, en m.
z_t	Altura de referencia de la estructura medida desde el nivel promedio del terreno, en m.

Símbolos griegos:

α	Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.
δ	Altura gradiente, en m.
τ	Temperatura ambiental, en ºC.
Ω	Presión barométrica, en mm de Hg.

www.elsolucionario.org

4D.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

A	Área tributaria, en m^2.
A, B, C	Zonas para definir coeficientes de presión local en cubiertas de arco circular o techos de silos y tanques.
A_A	Área expuesta de la antena UHF, en m^2.
A_{At}	Área de los miembros de la cara frontal de un tramo de una torre aislada, en m^2.
A_a	Área expuesta de un accesorio ubicado en el tramo considerado de la torre, en m^2.
A_a	Área expuesta de la antena de microondas, en m^2.
A_f	Área de afectación para presiones locales en recubrimientos, en m^2.
A_z	Área de la estructura, o parte de ella, sobre la que actúa la presión de diseño, p_z, en m².
a, c	Constantes para obtener el factor de corrección por interferencia.
a	Ancho de zona de afectación de presiones locales en techos de silos y tanques cilíndricos, en m.
a_0	Dimensión de afectación de presiones locales en recubrimientos, en m.
a_1	Dimensión de afectación de presiones locales en recubrimientos de techos aislados o toldos, en m.
$a, c, g, j, m, n, x, y, s$	Zonas en que se dividen los techos dentados en forma de sierra en las construcciones cerradas.
a, c, g, m, s	Zonas en que se dividen los techos a dos aguas en claros múltiples en las construcciones cerradas.
B	Zona inclinada del techo o cubierta de arco circular, en barlovento.

b	Ancho de la superficie de barlovento expuesta transversalmente al flujo del viento o diámetro promedio de secciones con forma circular o diámetro promedio del accesorio o como se defina en las figuras correspondientes, en m.
b_x	Ancho del miembro individual en la dirección x, en m.
b_y	Ancho del miembro individual en la dirección y, en m.
b/w	Relación entre el diámetro promedio del accesorio y el ancho promedio del tramo considerado de la torre, adimensional.
C	Zona central del techo horizontal o de la cubierta de arco circular.
C_a	Coeficiente de arrastre, adimensional.
C_a, C_s, C_m	Coeficientes de arrastre para antenas de microondas, adimensionales.
C_{at}	Coeficiente de arrastre de un tramo de una torre aislada, adimensional.
C_{ate}	Coeficiente de arrastre para tramos de torres con accesorios, adimensional.
C_{au}	Coeficiente de arrastre del accesorio aislado, adimensional.
CB	Cubierta de barlovento.
C_{dv}	Factor de amplificación dinámica vertical en techos en voladizo, adimensional.
C_f	Coeficiente de fuerza, adimensional.
C_{Fx}	Coeficiente de fuerza en la dirección x, adimensional.
C_{Fy}	Coeficiente de fuerza en la dirección y, adimensional.
C_{pb}	Coeficiente de presión en zona de barlovento, adimensional.
C_{pc}	Coeficiente de presión exterior para depósitos cilíndricos, adimensional.
C_{pe}	Coeficiente de presión exterior, adimensional.

C_{pi}	Coeficiente de presión interior, adimensional.
C_{p1}	Coeficiente de presión local, adimensional.
C_{pn}	Coeficiente de presión neta, adimensional.
C_{ps}	Coeficiente de presión en zona de sotavento, adimensional.
C_{pv}	Coeficiente de presión vertical en techos en voladizo, adimensional.
CS	Cubierta de sotavento.
CT	Cubierta transversal.
D	Dimensión mínima de la base de la estructura, en m.
D_1	Diámetro de la antena de microondas, en m.
d	Dimensión de la estructura paralela al flujo del viento, en m.
F_a	Fuerza de arrastre sobre el elemento o estructura en la dirección del viento, en N.
F_{am}	Fuerza axial, actúa a lo largo del eje de la antena, en N.
F_{at}	Fuerza de arrastre en un tramo de una torre aislada, en N.
F_{es}	Fuerza estática, en N.
F_{sm}	Fuerza lateral, actúa perpendicularmente al eje de la antena, en N.
F_x	Fuerza de arrastre en la dirección x, por unidad de longitud del elemento estructural, en N/m.
F_y	Fuerza de arrastre en la dirección y, por unidad de longitud del elemento estructural, en N/m.
G_h	Factor de respuesta dinámica, adimensional.
H	Altura de la construcción desde el nivel del terreno natural, en m.
H_c	Altura de la cumbrera de cubiertas de arco circular, medida desde el inicio del arco, en m.

www.elsolucionario.org

h	Altura de los muros en construcciones de cubierta de arco circular, en m.
h	Altura del letrero, en m.
$\bar{h}$	Altura promedio del techo de la edificación, en m.
h_c	Altura medida desde el nivel del terreno al toldo o cubierta adyacente, en m.
h_e	Altura del silo o tanque cilíndrico, medida a partir de su base hasta el inicio de la cumbrera, en m.
h_p	Altura del parapeto medida desde el nivel de la cubierta, en m.
h_r	Altura promedio de las rugosidades en la superficie, en m.
I_H	Índice de turbulencia calculado a la altura H del voladizo, adimensional
K_A	Factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional.
K_e	Factor de protección, aplicable a estructuras abiertas múltiples, adimensional.
K_i	Factor que toma en cuenta el ángulo de inclinación del eje del miembro con respecto a la dirección del viento, adimensional.
K_{in}	Factor de corrección por interferencia, adimensional.
K_L	Factor de presión local, adimensional.
K_P	Factor de reducción de presión por porosidad, adimensional.
K_{re}	Factor de corrección por esbeltez para miembros individuales, adimensional.
K_s	Factor de corrección por relación de esbeltez, para silos y tanques cilíndricos, adimensional.
L	Longitud de afectación de presiones en techos de silos y tanques cilíndricos, en m.

L	Longitud de la cubierta de arco circular, en m.
L_a	Longitud del arco de la cubierta, en m.
L_e	Longitud del elemento individual o de la estructura, en m.
L_{ec}	Longitud de la estructura, en m.
L_c	Longitud del toldo o cubierta adyacente, en m.
L_v	Longitud del techo en voladizo, en m.
MB	Muro de barlovento.
ML	Muro lateral.
M_m	Momento actuando en una antena, en el plano conteniendo las F_{am} y las F_{sm}, en N/m.
MS	Muro de sotavento.
n	Número total de claros.
$n_{1,y}$	Frecuencia natural de vibración en flexión en la dirección transversal al flujo del viento, en Hz.
p_e	Presión exterior, en Pa.
p_i	Presión interior, en Pa.
p_1	Presión local, en Pa.
p_n	Presión neta, en Pa.
p_v	Presión vertical en techos en voladizo, en Pa.
p_z	Presión de diseño evaluada a la altura z, en Pa.
q_H	Presión dinámica de base calculada a la altura H del techo en voladizo, en Pa.
q_z	Presión dinámica de base, en Pa.
q_{zta}	Presión dinámica de base, evaluada a la altura z_{ta}, en Pa.

r	Radio de las esquinas de la sección transversal de un elemento prismático, en m.
S	Zona inclinada del techo o de la cubierta de arco circular, de sotavento.
s	Longitud de segmento de arco, en m.
V_H	Velocidad de diseño calculada a la altura H del techo en voladizo, en km/h.
x	Distancia desde el borde de la cubierta en arco, en m.
x_v	Distancia desde el borde del techo en voladizo, en m.
z_{ta}	Altura promedio de un tramo de una torre aislada, en m.

Símbolos griegos

β	Ángulo entre la dirección del viento y un punto sobre la pared del silo o tanque circular, en grados.
ΔC_{at}	Coeficiente de arrastre adicional en una torre, debido a accesorios, adimensional.
ϕ	Relación de solidez, adimensional.
ϕ_e	Relación de solidez efectiva, adimensional.
γ	Ángulo de inclinación del techo con respecto a la horizontal, en grados.
λ_c	Relación entre la altura de la cumbrera del arco y el ancho de la cubierta, adimensional.
θ	Ángulo de incidencia del viento, en grados.
θ_a	Ángulo de desviación del viento sobre el accesorio, en grados.
θ_m	Ángulo entre la dirección del viento y el eje longitudinal del miembro, en grados.
σ	Relación de espaciamiento entre marcos, adimensional.

www.elsolucionario.org

4D.4 ANÁLISIS DINÁMICO

A_{exp}	Área expuesta proyectada en el plano perpendicular al flujo del viento, en m^2.
A_{ref}	Área proyectada de miembros sobre la que actúa la presión, en m^2.
a_L	Constante que limita las amplitudes de los desplazamientos de la estructura, adimensional.
B^2	Factor de la respuesta de fondo, adimensional.
b	Ancho de la estructura normal a la dirección del viento, en m.
b	Diámetro exterior en estructuras cilíndricas con vórtices, en m.
$\bar{b}$	Coeficiente para obtener el factor de exposición, adimensional.
b_0	Ancho proyectado de la base de la estructura al nivel del terreno, en m.
b_h	Ancho de la estructura de celosía a la altura h, en m.
C_a	Constante aerodinámica dependiente de la sección transversal de la estructura o elemento estructural, adimensional.
C_{at}	Coeficiente de arrastre de torres de celosía o telecomunicaciones, adimensional.
C_G y C_{RG}	Constantes correctivas de la forma modal, adimensionales.
C_p	Coeficiente de presión, adimensional.
c_1 y c_2	Constantes para obtener la desviación estándar del desplazamiento transversal, adimensionales.
D	Dimensión mínima de la base de la estructura, en m.
D	Diámetro promedio de la sección transversal de la estructura, en m.

d	Dimensión de la estructura perpendicular a la dirección del viento, en m.
F_{AD}	Factor de amplificación dinámica, adimensional.
F_{eq}	Fuerza dinámica equivalente, en N.
F_M	Factor de corrección por masa, adimensional.
F'_{rz}	Factor de exposición para la velocidad media, adimensional.
F_T	Factor de topografía local, adimensional.
F_w(z)	Fuerza de inercia por unidad de longitud perpendicular al flujo del viento, en N/m.
H	Altura de la construcción desde el nivel del terreno natural, en m.
h	Altura de la estructura según la Figura 4.4.2, en m.
h	Altura de la estructura o longitud del elemento estructural, en m.
$I_v(z_s)$	Índice de turbulencia, evaluado a la altura de referencia, z_s, adimensional.
K_a	Factor de amortiguamiento aerodinámico, adimensional.
k_p	Factor pico, adimensional.
$K_s(n_{1,x})$	Factor de reducción de tamaño, adimensional.
$L(z_s)$	Longitud de la escala de turbulencia a la altura de referencia, z_s, en m.
m	Masa de la estructura por unidad de longitud, en kg/m.
m_e	Masa equivalente por unidad de longitud, en kg/m.
m_r	Masa generalizada en la dirección longitudinal del viento, en kg.
m_{total}	Masa total de la estructura, en kg.
$n_{1,x}$	Frecuencia natural de vibración de la estructura en la dirección longitudinal del viento, en Hz.

$n_{1,y}$	Frecuencia natural de vibración de la estructura, en la dirección transversal del viento, en Hz.
p_{eq}	Presión dinámica equivalente en cubiertas deformables, en Pa.
p_m	Presión media en cubiertas deformables, en Pa.
p_m	Presión del viento medio en cubiertas deformables, en Pa.
p_z	Presión actuante sobre la estructura, evaluada a la altura z, en Pa.
R^2	Factor de respuesta en resonancia, adimensional.
R_e	Número de Reynolds, adimensional.
$R_b(\eta_b)$ y $R_h(\eta_h)$	Funciones de admitancia aerodinámica, adimensionales.
$S_L(z_s,n_{1,x})$	Densidad de potencia del viento, adimensional.
S_t	Número de Strouhal, adimensional.
T	Intervalo de tiempo con el que se calcula la respuesta máxima, en s.
T_0	Tensión inicial en los cables de cubiertas deformables, en kN/m.
$V_{crít}$	Velocidad crítica de aparición de vórtices periódicos, en m/s.
V'_D	Velocidad media de diseño del viento, en m/s.
V_R	Velocidad regional de ráfaga del viento, en km/h.
$Y_{F,máx}$	Máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, en m.
z	Altura sobre el nivel del terreno natural, a la que se desea conocer la velocidad de diseño, en m.
z_0	Longitud de rugosidad del terreno, en m.
$z_{máx}$	Altura máxima para la aplicación del método dinámico, en m.
$z_{mín}$	Altura mínima sobre la superficie del terreno para la aplicación del método dinámico, en m.
z_s	Altura de referencia, en m.

www.elsolucionario.org

Símbolos griegos

α'	Exponente de la variación de la velocidad con la altura, adimensional.
$\overline{\alpha}$	Exponente para obtener la longitud de la escala de la turbulencia, adimensional.
β_d^* y β_s^*	Coeficientes dinámicos para cubiertas deformables, adimensionales.
$\Phi_{1,x}(z)$	Forma modal fundamental de la estructura en la dirección del viento, adimensional.
$\Phi_{1,y}(z)$	Forma modal fundamental de la estructura en la dirección transversal del viento, adimensional.
η_b, η_h	Frecuencias reducidas en función de b y h, adimensionales.
η_d^* y η_s^*	Factores que uniformizan la respuesta no lineal para cubiertas deformables, adimensionales.
λ_m	Coeficiente que determina la variación de la forma modal con la altura, adimensional.
λ_B	Factor para obtener las constantes correctivas de la forma modal, adimensional.
ν	Frecuencia de cruces por cero o tasa media de oscilaciones, en Hz.
ν_c	Viscosidad cinemática del aire, en m^2/s.
ρ	Densidad del aire, en kg/m^3.
σ_y	Desviación estándar del desplazamiento transversal al flujo del viento, en m.
$\varsigma_{a,x}$	Relación de amortiguamiento aerodinámico en la dirección del viento, adimensional.

$\varsigma_{d,\mathrm{x}}$	Relación de amortiguamiento debido a mecanismos especiales de amortiguamiento en la dirección del viento, adimensional.
$\varsigma_{est,\mathrm{x}}$	Relación de amortiguamiento estructural en la dirección del viento, adimensional.
$\varsigma_{t,\mathrm{x}}$	Relación de amortiguamiento total en la dirección del viento, adimensional.
$\varsigma_{t,\mathrm{y}}$	Relación de amortiguamiento total en la dirección transversal del viento, adimensional.

CONTENIDO

TOMO II COMENTARIOS

4.1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO 1

NOMENCLATURA 1
4.1.1 ALCANCE 2
4.1.2 REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL 2
4.1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA 3
4.1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO 5
4.1.5 ACCIONES DEL VIENTO QUE DEBEN CONSIDERARSE 7
REFERENCIAS 12

4.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D 1

NOMENCLATURA 1
4.2.1 CATEGORÍAS DE TERRENOS SEGÚN SU RUGOSIDAD 4
4.2.2 MAPAS DE ISOTACAS. VELOCIDAD REGIONAL, V_R 7
4.2.2.1 Velocidad regional para un periodo de retorno fijo 7
4.2.2.2 Velocidad regional óptima 11
4.2.3 FACTOR DE EXPOSICIÓN, F_{rz} 18
4.2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA, F_T 24
4.2.5 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z 25
REFERENCIAS 27

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO 1

NOMENCLATURA 1
4.3.1 LIMITACIONES 3
4.3.2 PRESIONES Y FUERZAS DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL VIENTO 3
4.3.2.1 Fuerzas sobre construcciones cerradas 3
4.3.2.2 Construcciones de techos horizontales con extremos inclinados 12
4.3.2.3 Construcciones con techos de claros múltiples ($\gamma < 60°$) 12
4.3.2.4 Cubiertas de arco circular 12
4.3.2.5 Techos aislados 13
4.3.2.6 Toldos y cubiertas adyacentes a construcciones cerradas 13
4.3.2.7 Techos en voladizo 14
4.3.2.8 Letreros y muros aislados 14
4.3.2.9 Silos y tanques cilíndricos 15
4.3.2.10 Fuerzas en miembros individuales 16
4.3.2.11 Chimeneas y torres 17
4.3.2.12 Torres de telecomunicaciones y accesorios 17
REFERENCIAS 19

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO 1

4.4.1 LIMITACIONES 3
4.4.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA, V'_D 5
4.4.2.1 Factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz} 5
4.4.3 PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, p_z 6
4.4.4 FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS Y CILÍNDRICAS 7
4.4.4.1 Factor de amplificación dinámica para estructuras prismáticas 8

www.elsolucionario.org

4.4.4.2 Factor de amplificación dinámica para estructuras cilíndricas 9
4.4.5 FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS 10
4.4.5.1 Factor de amplificación dinámico para torres de celosías autosoportadas 10
4.4.6 RESPUESTA DINÁMICA DE CUBIERTAS DEFORMABLES CON FORMA CÓNICA 12
4.4.7 FUERZAS EQUIVALENTES PERPENDICULARES A LA DIRECCIÓN DEL VIENTO. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS. 13
4.4.7.1 Velocidad crítica de vórtices periódicos, ...13
4.4.7.2 Fuerzas debidas al desprendimiento de vórtices periódicos 14
4.4.7.3 Máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, ...14
4.4.7.4 Recomendaciones para disminuir las vibraciones debidas al desprendimiento de vórtices periódicos 17
4.4.8 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA 19
REFERENCIAS 20

4.1 CRITERIOS PARA DISEÑO POR VIENTO

NOMENCLATURA

b	Dimensión transversal al flujo.
D	Ancho del cuerpo perpendicular al flujo.
d	Dimensión paralela al flujo.
e	Excentricidad.
h	Altura de referencia de la estructura.
$\overline{R}_a$	Respuesta media en dirección del flujo del viento.
$\hat{R}_a$	Respuesta pico en dirección del flujo.
$\hat{R}_c$	Respuesta pico transversal a la dirección del flujo del viento.
R_e	Número de Reynolds, adimensional.
R_t	Respuesta máxima.
V	Velocidad del fluido.

Símbolos griegos

μ	Viscosidad del fluido.
ρ	Densidad del fluido.

4.1.1 ALCANCE

En esta versión del **Capítulo** de **Diseño por Viento** se han establecido nuevos procedimientos que toman en cuenta la influencia de diferentes parámetros involucrados en la evaluación de las solicitaciones generadas por los vientos extremos que ocurren en el territorio nacional. Dichos procedimientos reflejan en gran medida la experiencia y los resultados de investigaciones recientes, tanto nacionales como internacionales, llevadas a cabo por expertos en la materia, y aún cuando algunos de ellos sean rigurosos o difíciles de aplicar en la práctica, son necesarios para determinar en forma correcta la solicitación del viento. Sin embargo, ha sido conveniente que algunos métodos tales como el que se refiere a la influencia de los cambios de rugosidad del terreno, se presentan en este **Tomo de Comentarios** con el propósito de simplificar los de las recomendaciones. Estos métodos se aplicarán sólo cuando el diseñador lo juzgue indispensable.

Por otra parte, con el fin de obtener diseños más confiables y óptimos desde el punto de vista costo-beneficio, las tendencias tecnológicas en el diseño por viento proponen establecer diferentes niveles de riesgo eólico de acuerdo con la importancia de las construcciones. Los dos elementos indispensables para establecer dichos niveles de riesgo aceptables para la sociedad, son el peligro eólico de una región y la vulnerabilidad ante éste, de cada tipo de construcción.

En esta versión se proporciona un novedoso enfoque del peligro eólico en México en donde su distribución queda representada en mapas de velocidades máximas con periodo de retorno fijo o máximas óptimas con relación a las posibles pérdidas en caso de una falla estructural.

4.1.2 REQUISITOS GENERALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Los valores de los factores de seguridad contra volteo y deslizamiento que se recomiendan, podrán sustituirse por otros sólo si éstos se justifican con base en la realización de estudios especializados en mecánica de suelos y en la información que exista sobre la estratigrafía del sitio de desplante.

www.elsolucionario.org

4.1.3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU IMPORTANCIA

Conviene enfatizar que, con el fin de establecer disposiciones que faciliten en forma práctica el diseño de estructuras contra la acción del viento, debe simplificarse en gran medida el complejo problema de estimar tanto la intensidad y ocurrencia de los vientos, como sus efectos.

Los criterios actuales para el diseño por viento estiman una velocidad regional asociada a una probabilidad de ser excedida, dado que ésta es una variable típicamente aleatoria en el tiempo.

El viento para diseño en una localidad determinada es la velocidad del viento que todo ingeniero selecciona cuando proyecta una construcción para que ésta proporcione un buen funcionamiento y una protección adecuada a sus ocupantes o al material o equipo que aloje o sustente. Al tener en cuenta que es imposible acotar, dentro de límites prácticos, la máxima intensidad de la velocidad del viento que puede ocurrir en un lugar dado, en su elección debe considerarse explícitamente la probabilidad de que su intensidad se exceda cuando menos una vez durante la vida útil supuesta para la estructura.

El criterio de diseño óptimo planteado por Esteva (1969 y 1970), ha sido puesto en práctica para el caso del peligro sísmico en México, definiendo aceleraciones pico del terreno óptimas; al emplear estas aceleraciones óptimas se tiene implícito el mínimo del costo total, el cual incluye el costo inicial de la construcción más el costo de las pérdidas directas e indirectas, en caso de presentarse una falla estructural.

Ahora este criterio ha sido implantado para el caso del peligro eólico en México, en donde las velocidades regionales se transforman en óptimas, las cuales están asociadas tanto a la importancia de la construcción como al nivel de pérdidas aceptable, en caso de que ocurriera una falla. Sobre este criterio se abundará en el inciso 4.2.2.2 de este **Tomo de Comentarios**.

Bajo esta filosofía, la magnitud de las fuerzas debidas al viento depende básicamente de los siguientes conceptos:

a) de la importancia o el destino que se le asigne a una estructura dada en función del nivel o grado de seguridad requerido, o del nivel aceptable del costo de las pérdidas,

b) de la probabilidad de ocurrencia de la intensidad máxima del viento dado su carácter aleatorio,

c) de las características de rugosidad y de la topografía locales en donde se desea desplantar la construcción, y

d) de las características de resistencia y de respuesta de la estructura ante la acción dinámica del viento.

En este capítulo, el grado de seguridad se estableció tomando en consideración tres aspectos fundamentales ante la ocurrencia de un evento extremo: a) evitar lesiones y pérdidas humanas, b) limitar los daños de tipo económico o cultural y c) lograr que sigan operando en forma continua las estructuras que prestan servicios indispensables.

Dada la escasa información que existe sobre el costo de las pérdidas debidas a fallas de diferentes tipos de construcciones, sobre todo las utilizadas en la industria en general, resulta difícil evaluar cuantitativamente el nivel aceptable de seguridad. Por esta razón, la clasificación de las estructuras según su importancia o uso se define en función de este nivel valuado cualitativamente. En la práctica, el grado de seguridad se estima atendiendo al uso que se dé a la construcción para situarla en alguno de los grupos recomendados, pero también podrá definirse tomando en cuenta el riesgo que establezca el propietario de ésta, de acuerdo con sus recursos económicos y con el costo que resultaría de la reparación o reconstrucción total de la obra ante un evento extremo.

En estructuras especiales, el grado de seguridad puede ser tan elevado que quedan fuera de la clasificación dada. En tal caso, los criterios de análisis y diseño adoptados deben definirse de acuerdo con el estado del conocimiento.

4.1.4 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU RESPUESTA ANTE LA ACCIÓN DEL VIENTO

La respuesta de una construcción determinada ante la acción del viento depende de:

a) La geometría de la estructura. Su forma y dimensiones, además de sus características dinámicas, determinan la naturaleza de las solicitaciones debidas al viento. Estas últimas pueden dividirse en dos componentes, uno medio (estático) y otro dinámico (variable en función del tiempo). Ante viento sostenido con velocidad constante, las presiones medias (estáticas) constituyen la parte más importante de los efectos en construcciones poco flexibles y con periodos naturales de vibración cortos (no mayores que un segundo aproximadamente). La distribución de dichas presiones sobre las superficies expuestas al viento depende de la geometría, y puede calcularse experimentalmente a partir de pruebas sobre modelos rígidos en túnel de viento. Para fines prácticos y estructuras comunes, dichas presiones se determinan en función de coeficientes de presión calibrados con las pruebas experimentales.

b) Propiedades dinámicas de la estructura. Las fluctuaciones en la velocidad del viento ocasionan vibraciones cuya magnitud depende de las características del flujo y de propiedades de la estructura como son la distribución de su masa, de su flexibilidad y de su amortiguamiento. Las construcciones ligeras, flexibles y con bajo amortiguamiento poseen periodos naturales de vibración que pueden estar en el mismo intervalo de periodos de ocurrencia promedio de ráfagas fuertes y, por tanto, pueden presentarse importantes movimientos de resonancia inducidos por el viento. En este caso, en el diseño deben considerarse los efectos medios y dinámicos de las ráfagas, los cuales son función creciente de la velocidad máxima y de su fluctuación. En la actualidad se han desarrollado diferentes métodos para evaluar los efectos mencionados; las bases principales de estos procedimientos se presentan en Simiu y Scanlan (1996), Ghiocel y Lungu (1975), Sachs (1978) y Holmes (2007).

www.elsolucionario.org

c) Características de la interacción flujo – estructura. Los empujes medios (estáticos) y dinámicos que se describieron en a) y b) constituyen el componente longitudinal más importante de los efectos que el viento ocasiona en las estructuras, si se exceptúan los problemas de amplificación dinámica que se describen en d). Adicionalmente, las perturbaciones que algunos cuerpos ocasionan en el flujo de aire se manifiestan en forma de vórtices, los cuales se generan periódicamente y viajan a lo largo de la estela turbulenta, causando empujes dinámicos transversales a la dirección del viento.

d) Características de inestabilidad aeroelástica. La acción del viento sobre una estructura ocasiona desplazamientos de la misma, tanto en la dirección en la que éste fluye, como normalmente al flujo. La velocidad relativa entre el viento y la construcción varía en magnitud y dirección en función del tiempo, alterándose el ángulo de incidencia. Para ciertas formas de cuerpos y direcciones del viento, puede ocurrir que éste al actuar con un nuevo ángulo de incidencia ocasione fuerzas o desplazamientos mayores en la dirección transversal, lo que origina nuevos cambios en dicho ángulo; si este fenómeno continúa, dichos desplazamientos pueden ser excesivos y causar, eventualmente, el colapso de la estructura. Las pruebas en túnel de viento permiten establecer cuándo una forma geométrica dada puede ocasionar problemas de inestabilidad, véase Simiu y Scanlan (1996) y ASCE (1999).

   Un fenómeno importante que puede producir vibraciones peligrosas en construcciones flexibles es el designado como “aleteo” (“flutter”). Cuando el viento incide con un ángulo de ataque muy bajo sobre áreas planas grandes o de muy baja curvatura, puede excitar simultáneamente vibraciones de flexión y de torsión. Los desplazamientos de un modo de vibración, aumentan los efectos del viento sobre algún otro; si éstos tienen periodos próximos entre sí, se acoplan, y la amplitud de los desplazamientos aumenta ciclo tras ciclo. Este fenómeno es típico en cubiertas colgantes con curvatura pequeña y en puentes colgantes.

4.1.5 ACCIONES DEL VIENTO QUE DEBEN CONSIDERARSE

ACCIÓN I. Empujes medios

Los empujes medios representan la acción media (estática) del viento al actuar sobre una estructura. Como se mencionó en el inciso 4.1.4, las presiones medias constituyen la parte más importante de los efectos en construcciones poco flexibles y con periodos naturales de vibración cortos (no mayores que un segundo).

ACCIÓN II. Vibraciones generadas por ráfagas turbulentas en la dirección del viento

Los empujes dinámicos se originan cuando el flujo del viento presenta fluctuaciones en su velocidad debidas a las ráfagas y su duración.

Al analizar los registros de las velocidades del viento se ha podido cuantificar el espectro de velocidades del viento horizontales con respecto a sus frecuencias. La Figura 4.1.1 muestra un esquema de este espectro el cual representa la variación del contenido de energía del viento para cada frecuencia y, además, permite visualizar los intervalos de frecuencia con mayor o menor contenido energético. En esta figura, en el intervalo macrometeorológico de bajas frecuencias puede identificarse una contribución energética importante del movimiento del aire, así como los ciclos anuales de los cambios climatológicos en gran escala y los ciclos diarios; los periodos principales que se observan dentro de este intervalo en forma aproximada son de 365 días para los ciclos anuales y de 4 y 1 días para los diarios.

En este intervalo, las frecuencias de repetición cíclica de los vientos son demasiado bajas comparadas con las de las vibraciones propias de las construcciones, por lo cual no existe la posibilidad de que se generen efectos dinámicos importantes.

La contribución que sí puede generar amplificación dinámica, corresponde a la turbulencia micrometeorológica (frecuencias altas de las ráfagas), ya que este intervalo engloba a las frecuencias que presentan las estructuras. Este espectro depende de las características superficiales del terreno, de la altura sobre el mismo y de la intensidad del flujo. El espectro de frecuencias micrometeorológico señala las contribuciones cíclicas de las ráfagas con periodos comprendidos entre los miles y las décimas de segundo, véase Ghiocel y Lungu (1975) y Sachs (1978). En lo sucesivo, se considera que los problemas de amplificación dinámica en estructuras ocurren en periodos del

orden de un segundo, ya que el extremo superior del periodo de las ráfagas se encuentra muy por encima de los periodos que pueden esperarse en las construcciones comunes.

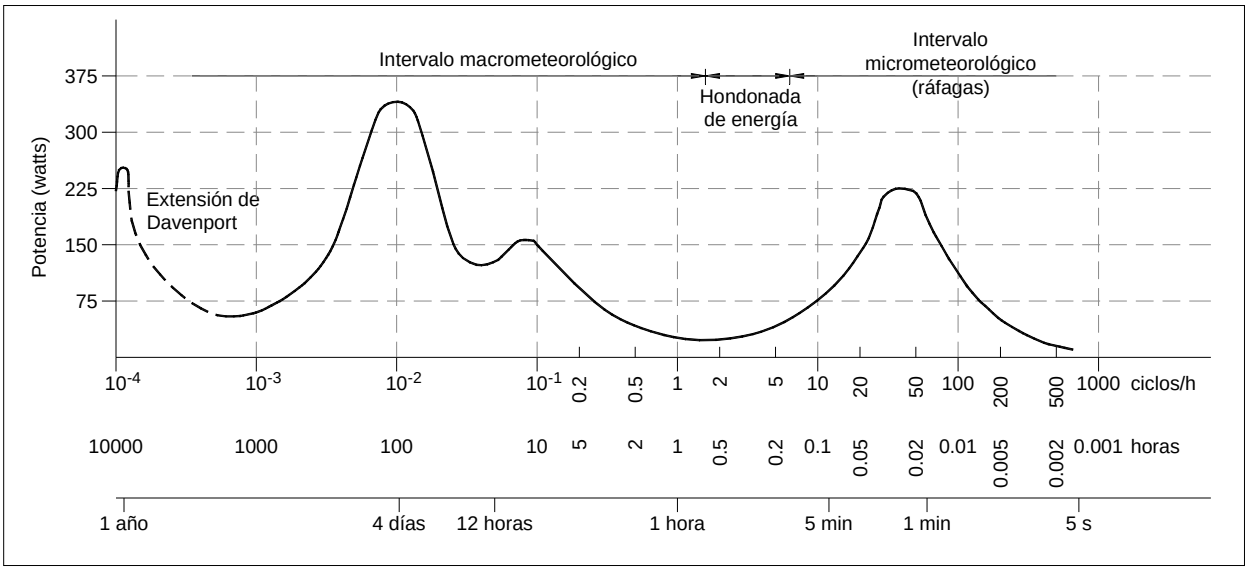


Figura 4.1.1 Espectro de potencia de la velocidad del viento horizontal, por Van der Hoven, 1967.

ACCIÓN III. Vibraciones transversales al flujo y torsión

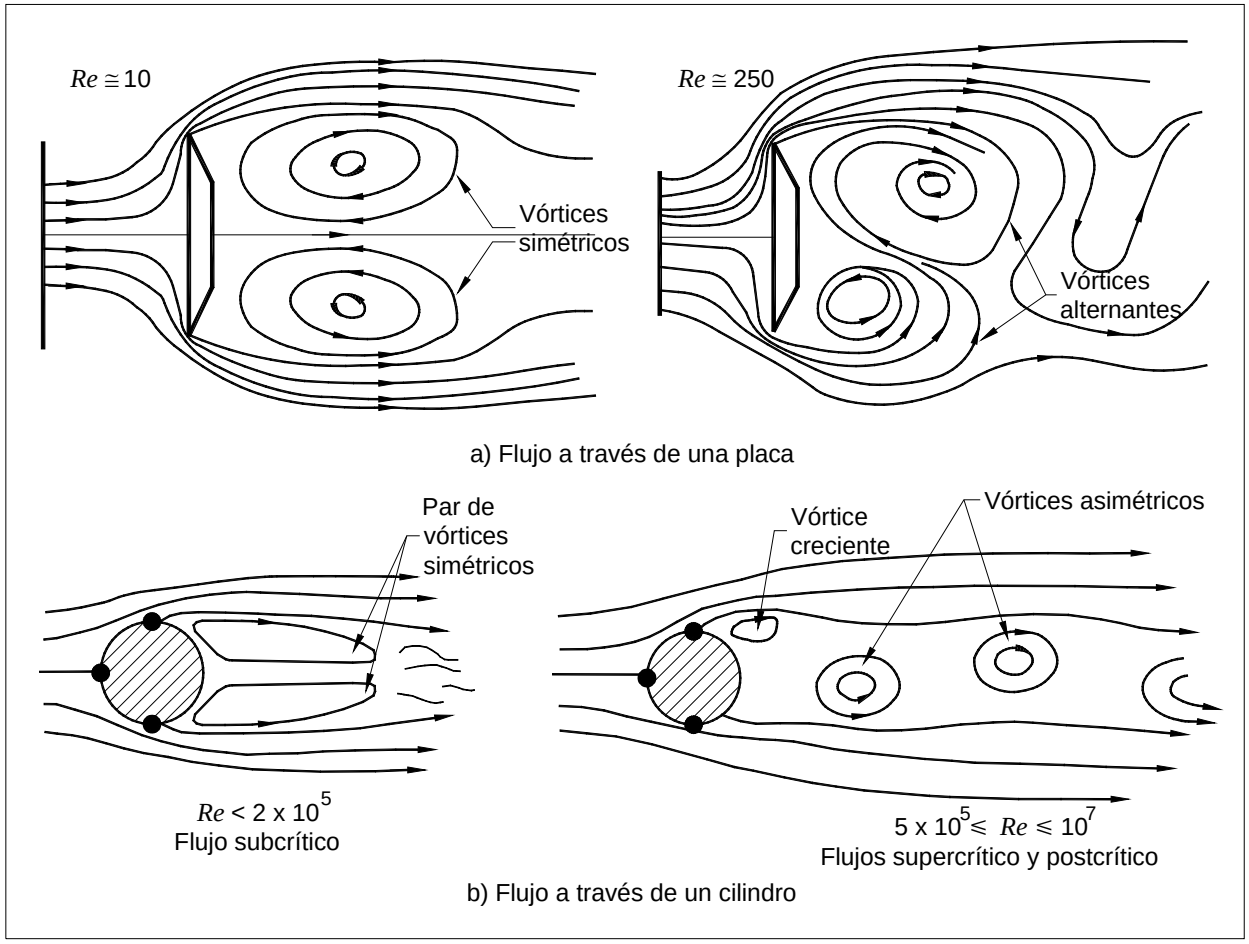
En la estela que se forma sobre la parte posterior de cuerpos prismáticos al incidir el flujo de viento sobre éstos, pueden aparecer vórtices que se alternan según diferentes números de Reynolds ($R_e = \rho V \mathrm{D} / \mu$, en donde ρ = densidad del fluido, μ = viscosidad del fluido, V = velocidad del fluido y D = ancho del cuerpo perpendicular al flujo). Este fenómeno aparece sobre todo en cuerpos que poseen fronteras curvas (véase la Figura 4.1.2). Este efecto se manifiesta incluso cuando se trata de fluidos con baja viscosidad, como es el caso del flujo del viento.

La separación de los vórtices provoca grandes succiones en la parte posterior de cuerpos expuestos al flujo, sobre todo en los de sección cilíndrica. Esto se traduce, por una parte, en una fuerza adicional de arrastre en la dirección del movimiento del fluido y, por otra, los vórtices alternantes inducen sobre el cuerpo fuerzas transversales periódicas susceptibles de generar una amplificación excesiva de la respuesta transversal dinámica.

Los vórtices turbulentos de la estela se conocen como vórtices de Bénard-von Kármán (científicos francés y alemán a quienes se les atribuye esta

www.elsolucionario.org

observación), los cuales, para el caso de un cuerpo cilíndrico dentro de un flujo con régimen subcrítico, tienen las características que se indican en la Figura 4.1.3.



Nota: Los números de Reynolds que se muestran son aproximados puesto que dependen de la turbulencia del flujo.

Figura 4.1.2 Aparición de vórtices alternantes.

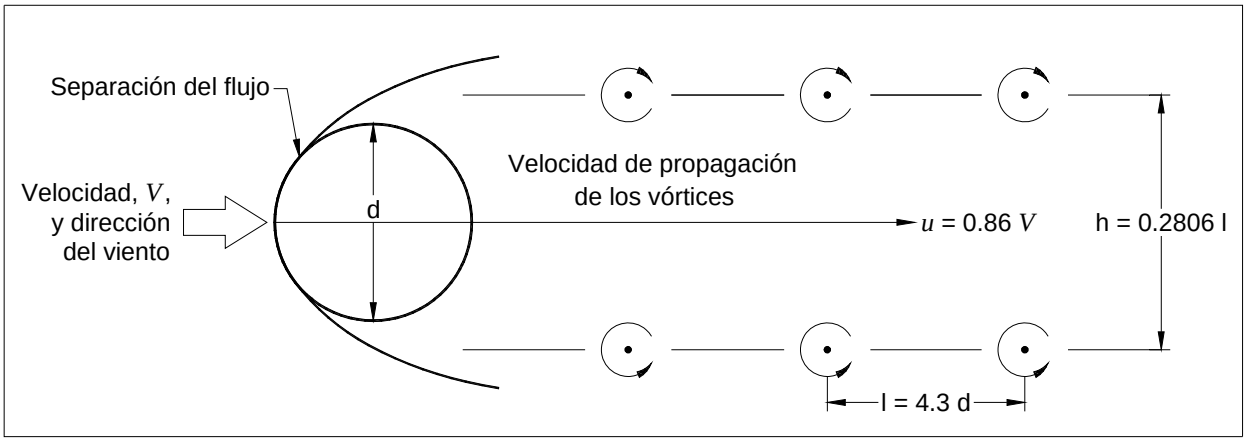


Figura 4.1.3 Vórtices de Bénard – von Kármán.

Por lo que respecta a los efectos de torsión, aún cuando existen varios estudios encaminados a evaluar estos efectos, los métodos son generales y no son suficientes para ser aplicados con fines de diseño estructural. En general, este efecto se presenta cuando el centro de rigideces elástico está alejado del centro aerodinámico de aplicación de la fuerza aerodinámica.

El código canadiense (NBCC, 2005) recomienda considerar estos efectos para las estructuras que caen en el análisis dinámico, considerando cuatro casos críticos:

a) Para cada dirección ortogonal, aplicar la carga total de manera independiente.

b) Para cada dirección ortogonal, de manera independiente, seleccionar un área y remover la carga.

c) Aplicar el 75% de la carga en ambas direcciones, simultáneamente.

d) Lo mismo que en el caso c) pero seleccionando un área en ambas direcciones y disminuir la carga en 50% (aplicar 37.5% de la carga en las áreas seleccionadas).

Para el caso de asimetría en la rigidez, se recomienda considerar una excentricidad e = 0.1 b, en donde b es la dimensión transversal al flujo; esto aplica cuando las dimensiones de la estructura cumplen con d > 0.2 b y h > 6 b, en donde b y d son las dimensiones de la base y h es la altura de referencia de la estructura; b es la dimensión transversal al flujo.

Asimismo, algunos reglamentos internacionales recomiendan combinar las cargas en la dirección del flujo del viento y las transversales a éste con una regla de tipo superposición vectorial de fuerzas como la siguiente:

$$R_t = \overline{R}_a + \left(\hat{R}_a^2 + \hat{R}_c^2\right)^{0.5}$$

en donde:

R_t es la respuesta máxima,

$\overline{R}_a$ la respuesta media en dirección del flujo del viento,

$\hat{R}_a$ la respuesta pico en dirección del flujo, y

$\hat{R}_c$ la respuesta pico transversal a la dirección del flujo del viento.

ACCIÓN IV: Inestabilidad aeroelástica

Este efecto se presenta en estructuras en las que las fuerzas del viento en una dirección aumentan en razón del desplazamiento en la misma dirección. Un problema típico de este caso es el que se conoce como “galopeo” (*galloping*), el cual se presenta en los cables de las líneas de transmisión de energía eléctrica cubiertas de hielo o en las antenas parabólicas cuando se someten a la acción de un viento oblicuo. Otro ejemplo es el fenómeno del “aleteo” (*flutter*), mencionado en el inciso 4.1.4 de este **Tomo de Comentarios**.

Un efecto adicional que eventualmente puede presentarse es el debido al de las acumulaciones de carga provocadas por el arrastre del viento; tal es el caso de la nieve que se acumula en ciertas zonas de las construcciones, véase Ghiocel y Lungu (1975). En estos casos deberán evaluarse las cargas adicionales y considerarse en el diseño.

www.elsolucionario.org

REFERENCIAS

ASCE (1999), "*Wind tunnel studies of buildings and structures".* Task Committee on Wind Tunnel Testing of Buildings and Structures, American Society of Civil Engineers, Aerodynamics Committee Aerospace Division, Manuals and Reports on Engineering Practice No. 67, Virginia, U. S. A., 2nd edition.

Esteva, L. (1970), *"Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería"*, Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM, pp-246.

Esteva, L. (1969), *"Seismic risk and seismic design decisions"*, Seminar on Seismic Design for Nuclear Power Plants, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass.

Ghiocel, D.; Lungu, D. (1975), *"Wind, snow and temperature effects on structures based on probability"*, Abacus Press, Tunbridge Wells, Kent, England.

Holmes, J. D. (2007), *"Wind loading of structures"*, Taylor & Francis, New York, U. S. A., 2nd edition.

National Research Council of Canada (2005), *"National Building Code of Canada"*, Canadian Commission on Building and Fire Codes.

Sachs, P. (1978), *"Wind forces in engineering"*, Pergamon Press, England.

Simiu, E.; Miyata, T. (2006), *"Design of Buildings and Bridges for Wind: A practical Guide for ASCE-7 Standard. Users and Designers of Special Structures"*, John Wiley and Sons, Inc., Hoboken, N. J.

Simiu, E.; Scanlan R. H. (1996), *"Wind effects on structures: An introduction to wind engineering"*, John Wiley & Sons, New York, U. S. A., 3rd edition.

Van der Hoven, I. (1967), *"Power spectrum of horizontal wind speed in the frequency range from 0.0007 to 900 cycles per hour"*, J. Meteorology, Vol.14, pp. 160-164.

4.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD BÁSICA DE DISEÑO, V_D

NOMENCLATURA

c	Coeficiente de escala de rugosidad, adimensional.
C_0	Costo de la estructura cuando no se diseña para resistir cargas laterales debidas a la acción del viento.
$C_I(\mathrm{v})$	Costo inicial de la construcción.
C_L	Costo de las pérdidas que se tendrían en caso de una falla estructural.
$C_P(\mathrm{v})$	Costo de las pérdidas esperadas actualizadas a valor presente.
C_R	Parámetro de la función de costo inicial.
C_T	Costo total que integra el costo inicial de la construcción más los debidos a las pérdidas, actualizados a valor presente.
D_p	Distancia promedio obtenida de la Tabla 4.2.4, en m.
$F(v)$	Función de distribución acumulada (FDA), adimensional.
F_{rz}	Factor de exposición, adimensional.
F_{rzc}	Factor de exposición corregido, adimensional.
F_{rzj}	Factor de exposición calculado para la Categoría del terreno j, adimensional.
F_T	Factor de topografía, adimensional.
$f(V_p)$	Función de densidad de probabilidad de la velocidad pico del viento.
G	Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.
$g(t_1/t_2)$	Factor de ráfaga entre velocidades promediadas sobre lapsos de t_1 y t_2, adimensional.

H	Altura total de la estructura, en m.
h	Altura de referencia, en m.
h_m	Altura sobre el nivel del mar del sitio de desplante, en km.
H_t	Altura del promontorio o terraplén, medida verticalmente desde el inicio de la cuesta hasta la cresta, en m.
$I(\bar{v})$	Índice de turbulencia, adimensional.
j	Número de la Categoría del terreno dentro de la distancia promedio.
K	Factor igual a C_R/C_0.
L_u	Distancia horizontal en barlovento medida desde H_t /2 hasta la cresta del promontorio o terraplén, en m.
N	Periodo de exposición o de vida útil de la estructura, en años.
P	Probabilidad de que la velocidad del viento, sea excedida en un año cualquiera, adimensional.
Q	Factor que mide la importancia estructural en términos de las pérdidas y del costo inicial de la construcción.
T	Periodo de retorno de la velocidad V_T, en años.
t_1, t_2	Lapsos de promediación.
u, k	Parámetros de forma de la función $F(v)$.
v	Velocidad del viento.
$\bar{v}$	Velocidad media, en km/h.
v_0	Velocidad del viento asociada a la “resistencia lateral gratuita”.
V_{10}	Velocidad regional de ráfaga que se presenta a una altura base de 10 metros, para un terreno con Categoría 2, en km/h.
$\nu(v)$	Tasa de excedencia de la demanda que produce la falla cuando se ha diseñado para una velocidad de viento v.

www.elsolucionario.org

V_z	Velocidad del viento a una altura z, en km/h.
V_{z_n}	Velocidad del viento a una altura z, en un terreno con Categoría n, en km/h.
x_j	Distancia de retraso, en m.
X_t	Distancia horizontal en barlovento o sotavento, medida entre la estructura y la cresta del promontorio o terraplén, en m.
$x_{t,j}$	Nueva longitud de terreno con Categoría j, en m.
w	Límite superior de la variable aleatoria v.
z	Altura de la envolvente de influencia para la que se desea obtener el valor de x_j, en m.
$z_{0,r}$	La mayor de las dos longitudes de rugosidad, de dos Categorías de terreno adyacentes, en m.
z_t	Altura de referencia de la estructura medida desde el nivel promedio del terreno, en m.

Símbolos griegos

α	Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.
α	Parámetro de la función de costo inicial.
α_2	Exponente correspondiente al terreno con Categoría 2.
δ	Altura gradiente, en metros.
ε	Límite inferior de la variable aleatoria v.
μ	Tasa neta anual de descuento del valor del dinero.
ρ	Densidad del aire, en kg/m^3.
σ_v	Desviación estándar de la velocidad media, $\bar{v}$, adimensional.
ψ	Parámetro de forma de la función $F(v)$.

La velocidad básica de diseño del viento se determina al evaluar cuantitativamente varios aspectos que se señalan a continuación.

a) Variación de la velocidad del viento con respecto a la altura. Esta variación se da principalmente en función de las características de rugosidad del terreno circundante.

b) Efectos locales que la topografía del lugar induce sobre ella.

c) Probabilidad de que una cierta velocidad sea excedida en un año cualquiera; esta probabilidad es el inverso del periodo de retorno.

El periodo de retorno, T, es el tiempo promedio durante el cual la velocidad regional pueda excederse. No significa que dicha velocidad tiene una recurrencia media de T años, ni tampoco que con seguridad se excederá sólo una vez en T años.

4.2.1 CATEGORÍAS DE TERRENOS SEGÚN SU RUGOSIDAD

Las Categorías de los terrenos se definen en función de su rugosidad. Cerca de la superficie, el viento encuentra diferentes obstáculos en su trayectoria, y su turbulencia depende del tamaño, número y disposición geométrica de ellos, esto es, del grado de rugosidad del terreno. Si las obstrucciones son grandes y numerosas se dice que la superficie es rugosa; si por el contrario, las obstrucciones son pequeñas y muy espaciadas, entonces la superficie se considera lisa o suave. Un suelo rugoso producirá una mayor turbulencia en el viento, mientras que uno prácticamente liso no genera turbulencia en las capas bajas de la atmósfera.

La velocidad del viento generalmente aumenta con la altura, a partir del nivel del terreno. La variación con la que se incrementa depende no sólo de las condiciones de rugosidad del terreno circundante, sino también de las ráfagas cortas o velocidades medias del viento, es decir, velocidades asociadas con lapsos de promediación diferentes. El lapso de promediación es el intervalo de tiempo que se selecciona para determinar la velocidad máxima promedio, véase la Figura 4.2.1. Conforme ese intervalo disminuye, aumenta la velocidad máxima media que le corresponde. Las velocidades de ráfaga ocurren en lapsos de promediación del orden de 3 a 15 segundos y se relacionan con las características dinámicas de la estructura para tomar

en cuenta que las construcciones esbeltas y flexibles se ven afectadas por las ráfagas de corta duración, mientras que las bajas y rígidas lo son por velocidades medias asociadas al flujo.

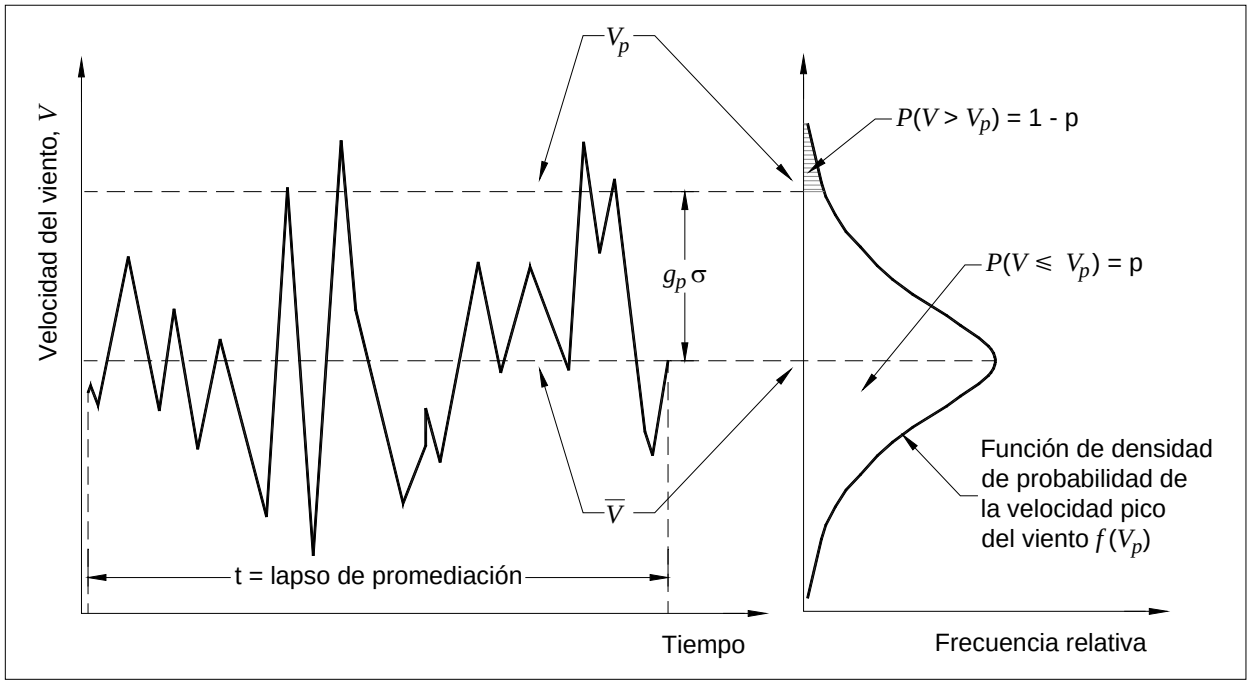


Figura 4.2.1 Lapso de promediación y probabilidad de excedencia.

La relación entre la velocidad máxima promediada sobre un lapso t_1, y otra promediada sobre un lapso mayor, t_2, se denomina factor de ráfaga. A partir de estudios experimentales, Mackey *et al.* (1970) propusieron la siguiente ecuación para el factor de ráfaga:

$$g\left(\frac{t_1}{t_2}\right) = 1 - \left\{ 0.6226\,[I(\bar{v})]^{1.2716}\,\ln\left(\frac{t_1}{t_2}\right)\right\}, \qquad \text{para } t_1 < t_2 \tag{4.2.1}$$

en donde:

$g\left(\frac{t_1}{t_2}\right)$ es el factor de ráfaga entre velocidades promediadas sobre lapsos de t_1 y t_2 segundos, adimensional,

$I(\bar{v})$ el índice de turbulencia, adimensional, igual a: $\left(\frac{\sigma_v}{\bar{v}}\right)$, y

www.elsolucionario.org

$\left(\frac{\sigma_v}{\bar{v}}\right)$ la relación entre la desviación estándar de la velocidad media, $\bar{v}$, en km/h, y la velocidad media promediada, en km/h, considerando un lapso de t_2 segundos; la relación resulta adimensional.

Esta expresión es válida para una altura de 10 metros y para Categoría del terreno 2. El índice de turbulencia también varía con la altura y depende de las características de rugosidad del terreno, como la velocidad. En el inciso 4.4.4.1 del **Tomo de Recomendaciones**, se presenta la expresión para calcularlo.

De esta manera podrá pasarse, por ejemplo, de velocidades medias horarias (t_2 = 1 hora) a velocidades de ráfaga (t_1 = 2 a 3 segundos).

Si se desea conocer el factor de ráfaga correspondiente a cualquier lapso de promediación, $g(t_1/t_2)$, debe procederse como a continuación se explica. Para determinar el factor de ráfaga entre las velocidades promediadas en 3 y 15 segundos, $g(3/15)$, en primer lugar se calculan, con las expresiones dadas anteriormente, los factores de ráfaga para estos lapsos con respecto al horario, $g(3/3600)$ y $g(15/3600)$; finalmente, el factor de ráfaga deseado es:

$$g\left(\frac{3}{15}\right) = \frac{g\left(\frac{3}{3600}\right)}{g\left(\frac{15}{3600}\right)} \qquad (4.2.2)$$

Asimismo, Vellozzi y Cohen (1968) presentan una gráfica para el factor de ráfaga $g(t/3600\ \text{s})$ para una Categoría 2 del terreno y a una altura de 10 metros sobre el nivel del terreno natural. Esta gráfica se basa en los resultados de Durst (1960), provenientes de un análisis estadístico de datos obtenidos de vientos fuertes, y se muestra en la Figura 4.2.2. En esta misma figura se muestra el factor de ráfaga $g(t/3600\ \text{s})$ propuesto por Mackey.

Por otra parte, debe señalarse que en cualquier terreno pueden presentarse cambios graduales de la rugosidad. Para que se desarrolle un perfil de velocidades es necesario que el viento recorra una cierta distancia a lo largo de una misma rugosidad (Categoría) de terreno. Por esta razón, en la Tabla 4.2.1 (**Tomo de Recomendaciones**) se indican las distancias mínimas que deben tomarse en cuenta para establecer

adecuadamente el perfil de velocidades. En caso de que estos límites no se satisfagan, se considerará la Categoría de terreno más desfavorable según las características del problema. Por otro lado, deberá tomarse en cuenta la posible diferencia en la rugosidad de la superficie para las direcciones de análisis que se consideren. Con el fin de estimar el cambio de rugosidad en una dirección particular, podrán seguirse procedimientos analíticos como los recomendados en Wood (1982) y Melbourne (1981a), siempre y cuando los resultados se justifiquen plenamente. En el inciso 4.2.3 se presenta un procedimiento analítico para considerar los cambios de rugosidad, el cual proviene del código australiano AS/NZS 1170.2 (2005).

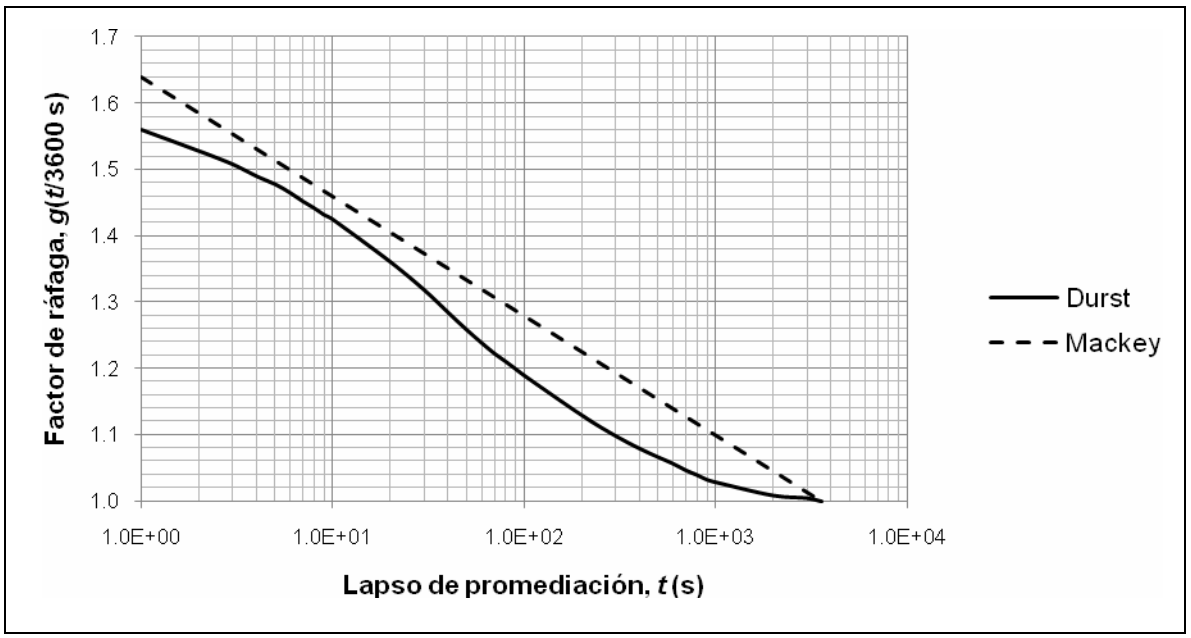


Figura 4.2.2 Factor de ráfaga $g(t/3600\ s)$ para una Categoría 2 de terreno y a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno natural.

4.2.2 MAPAS DE ISOTACAS. VELOCIDAD REGIONAL, V_R

4.2.2.1 Velocidad regional para un periodo de retorno fijo

La experiencia muestra que las velocidades de ráfaga máximas y medias en cualquier sitio evidencian una fuerte variación de un año a otro. Sin embargo, si se tienen registros suficientes de las velocidades máximas mensuales de un número de años (usualmente más de 15 años), es posible estimar la velocidad máxima del viento

que puede presentarse en un cierto periodo, utilizando técnicas de la estadística de valores extremos.

Las velocidades regionales que se recomiendan en este inciso corresponden a ráfagas de 3 segundos y provienen de un análisis estadístico riguroso de los registros de las velocidades del viento que se tienen en las estaciones meteorológicas del país, el cual se llevó a cabo en la Gerencia de Ingeniería Civil (GIC) del Instituto de Investigaciones Eléctricas (IIE).

Con objeto de determinar las velocidades regionales que se señalan en este inciso, se estudiaron tres funciones de distribución de valores extremos para cada una de las estaciones meteorológicas del país, las cuales se definen de la siguiente manera (consultar a Benjamín y Cornell, 1970):

(1) Función de distribución acumulada extrema, no acotada (Fisher Tippet I):

$$F(v) = \exp\{-\exp[-\psi(v - u)]\} \qquad -\infty \le v \le \infty \qquad (4.2.3)$$

(2) Función de distribución acumulada extrema, acotada en la parte superior (Fisher Tippet III):

$$F(v) = \exp\left[-\left(\frac{w - v}{w - u}\right)^k\right] \qquad v \le w,\ u < w \qquad (4.2.4)$$

(3) Función de distribución acumulada extrema, acotada en la parte inferior (Weibull):

$$F(v) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{v - \varepsilon}{u - \varepsilon}\right)^k\right] \qquad v \ge \varepsilon,\ u > \varepsilon \qquad (4.2.5)$$

en donde:

$F(v)$ es la función de distribución acumulada (FDA) que representa la probabilidad de que la variable aleatoria (en este caso, la velocidad del viento) sea menor o igual que un cierto valor de v, adimensional,

ε el límite inferior de la variable aleatoria v,

www.elsolucionario.org

w el límite superior de la variable aleatoria v, y

ψ, u, k parámetros de forma de la función $F(v)$ que se estiman a partir de los datos observados de la variable aleatoria v.

Las unidades de las variables ε, w, ψ y u son de [L/T] según si las velocidades se tratan en km/h o en m/s, de manera homogénea. La variable k es adimensional.

En las expresiones anteriores, u, w, k, ψ y ε son parámetros de la función de distribución acumulada (FDA) y se calculan por medio de un ajuste de mínimos cuadrados, y v es la variable por ajustar, que en este caso es la velocidad del viento.

Puede demostrarse que una función aproximada y razonable entre la FDA y el periodo de retorno, T, en años, considerada para la obtención de los mapas de isotacas, es la siguiente expresión:

$$F(v) = \frac{T}{T+1}$$

El análisis de las funciones de extremos con las velocidades de los periodos que se tienen registrados hasta 2005 en las estaciones meteorológicas, se realizó ajustando con mínimos cuadrados las ecuaciones 4.2.3 a 4.2.5. El mejor ajuste se seleccionó con base en la tendencia de los datos y del coeficiente de variación asociado. Esta metodología es señalada en Aguirre y Sánchez (1983), Aguirre y Sánchez (1986) y López *et al*. (2007).

Para efectuar el cálculo de las distribuciones, fue necesario actualizar la base de datos propia de la GIC del IIE para el análisis estadístico de valores extremos, la cual se formó con las velocidades de ráfaga máximas mensuales y sus respectivas direcciones. Estos datos se recopilaron principalmente de los registros de sesenta y nueve estaciones meteorológicas del Servicio Meteorológico Nacional. Adicionalmente, para la región del Caribe se utilizó la información proporcionada por el *National Meteorological Service* de Belice. Además, para complementar la escasa información de vientos en el norte de nuestro país, se revisó la información de treinta y tres ciudades del sur de los Estados Unidos de América, obtenida por la *National Oceanic and Atmospheric Administration* (NOAA) de los Estados Unidos de América; de esta

información se utilizó solamente la correspondiente a las ciudades de San Diego en California, Phoenix en Arizona y San Antonio y El Paso en Texas.

Por otra parte, para el análisis estadístico también se tomaron en cuenta los efectos de los huracanes ocurridos en las costas del Golfo de México, del Pacífico y del Caribe. Con este fin se llevó a cabo un análisis de probabilidad conjunta entre las distribuciones de los vientos normales y las de los huracanes. La información de las velocidades y trayectorias de los huracanes se adquirió también de la NOAA, véase López *et al*. (2007).

Actualmente, la GIC del IIE cuenta con una base de datos corregida y depurada. En lo que se refiere a vientos normales, la base de datos abarca el periodo de 1940 a 2005, y para vientos debidos a huracanes comprende, en el Golfo de México, el periodo de 1886 a 2005, y en el Pacífico de 1949 a 2005. El proceso global del análisis probabilista y los programas de cómputo utilizados se describen con más detalle en López *et al*. (2007).

Asimismo, dado que las condiciones de topografía y rugosidad, entre otras, difieren de una estación meteorológica a otra, fue necesario normalizar las velocidades registradas sobre una base común. Debido a lo anterior, la normalización consistió en referir las velocidades del viento a una altura de 10 metros sobre el nivel del terreno y a un sitio libre de obstáculos y con topografía prácticamente plana, Categoría tipo 2, por lo que éstas son las características a las que se asocian las velocidades regionales de los mapas de isotacas.

Para realizar esta normalización se generó otra base de datos con la información necesaria, la cual se refiere a los siguientes puntos en cada estación meteorológica:

- Identificación numérica del observatorio y coordenadas,
- fechas correspondientes a las diferentes localizaciones de la estación,
- fechas de cambios del equipo de medición,
- fechas de inicio, de paro y de término, en su caso, de la operación del equipo,
- altura de la veleta sobre el nivel del terreno,

- coeficientes que establecen las variaciones en la rugosidad del terreno en los alrededores de la estación tales como la presencia de bardas, edificios, árboles y vegetación que obstruyan el flujo del viento, y
- coeficientes que estiman el efecto de la topografía del sitio.

Las velocidades regionales que se establecen en los mapas de isotacas proporcionados en el **Tomo de Recomendaciones**, pueden no ser estrictamente aplicables a localidades específicas, ya que existen regiones con escasa información, como por ejemplo, la parte central del norte y en la del noroeste del país. En los mapas, estas regiones resaltan por el hecho de que las isotacas se encuentran muy separadas entre sí, en cuyo caso la interpolación entre los valores de las isotacas deberá aplicarse con precaución. Asimismo, es posible que en lo alto de zonas montañosas como las de los estados de Sinaloa, Durango, Sonora y Chihuahua, las velocidades indicadas en los mapas sean menores que las realmente probables, ya que en estos sitios existen escasos datos registrados, razón por la cual se recomienda incrementarlas en un 10%. En lugares en donde se cuente con registros de vientos mayores, deberán utilizarse éstos para estimar las velocidades de diseño, aplicando para ello métodos como los empleados en López *et al*. (2007). Cuando se tengan periodos cortos de registros de velocidades, puede recurrirse a métodos de extrapolación como el mencionado en Rodríguez (1964).

4.2.2.2 Velocidad regional óptima

Como se mencionó en el inciso 4.1.3 de este **Tomo de Comentarios**, el criterio de diseño óptimo de Esteva (1969 y 1970) planteado para el caso del peligro sísmico en México, aquí ha sido aplicado para definir el peligro eólico en términos de las velocidades regionales asociadas a periodos de retorno óptimos, para los cuales el costo total de la obra, conformado por su costo inicial y los costos de las pérdidas, es mínimo en el caso de presentarse una falla. Para minimizar el costo total, se realizó un estudio de optimación para las estructuras de los Grupos A y B del que se obtuvieron los mapas de velocidades regionales óptimas recomendados. De esta manera, si en el diseño de una construcción se emplea una velocidad regional óptima, a largo plazo

www.elsolucionario.org

dará como resultado que el costo total sea menor que el que se tendría adoptando otra velocidad de diseño.

El aspecto más importante en esta formulación de diseño óptimo es el suponer que tanto las pérdidas esperadas por viento como el costo inicial de la construcción dependen de un solo parámetro: la resistencia nominal de diseño. Esta resistencia está relacionada, para el caso que aquí interesa, con la fuerza (presión) del viento sobre el área expuesta. Por lo tanto, un valor de la velocidad de diseño es óptimo si minimiza la suma del valor presente de las pérdidas esperadas por la acción del viento, más los costos iniciales de la construcción. Como consecuencia, los valores óptimos no están asociados a un periodo de retorno fijo.

El costo total de la obra, C_T, se forma entonces con dos componentes: el costo inicial, que crece al aumentar el valor de la velocidad adoptada para diseño, y el costo de todas las pérdidas producidas por la acción del viento que puedan ocurrir en el futuro, actualizado a valor presente, y se representa como:

$$C_T = C_I(\mathrm{v}) + C_P(\mathrm{v}) \tag{4.2.6}$$

en donde:

$C_I(\mathrm{v})$ es el costo inicial de la construcción, dado por la ecuación (4.2.7), y

$C_P(\mathrm{v})$ el costo de las pérdidas esperadas dado por la ecuación (4.2.9).

A continuación se discuten estos dos componentes y se describe el proceso seguido para obtener los mapas de velocidades óptimas recomendados.

Costo inicial

Se adopta la siguiente variación del costo inicial de construcción, $C_I(\mathrm{v})$, con respecto a la velocidad del viento, v:

$$C_I(\mathrm{v}) = \begin{cases} C_0 & \text{si } \mathrm{v} < \mathrm{v}_0 \\ C_0 + C_R(\mathrm{v} - \mathrm{v}_0)^{\alpha} & \text{si } \mathrm{v} \geq \mathrm{v}_0 \end{cases} \tag{4.2.7}$$

en donde:

C_0 es el costo de la estructura cuando no se diseña para resistir cargas laterales debidas a la acción del viento; sin embargo, aún cuando no se diseñe para resistir carga lateral, la estructura presentará una "resistencia lateral gratuita",

v_0 la velocidad del viento asociada a la "resistencia lateral gratuita", y

C_R y α son parámetros de la función de costo inicial.

Si la ecuación (4.2.7) se normaliza con respecto a C_0, se tiene que:

$$\frac{C_I(\mathrm{v})}{C_0} = \begin{cases} 1 & \text{si } \mathrm{v} < \mathrm{v}_0 \\ 1 + K(\mathrm{v} - \mathrm{v}_0)^{\alpha} & \text{si } \mathrm{v} \geq \mathrm{v}_0 \end{cases} \qquad (4.2.8)$$

en donde K es igual a C_R/C_0, y multiplica a un factor en términos de velocidades.

Costo de las pérdidas esperadas en valor presente

Como modelo inicial, se supone simplemente que cada vez que se exceda la velocidad del viento, v, se tendrá una pérdida total de la estructura. En términos generales, la resistencia real de una estructura es incierta pero su valor medio es superior a la resistencia nominal que se obtiene al diseñar con una velocidad de viento determinada. Sin embargo, cuando se excede la velocidad asociada a la resistencia nominal de diseño, no necesariamente se presenta una pérdida total y sólo pueden darse aseveraciones probabilistas sobre el valor de las pérdidas. Además, aún cuando la velocidad actuante no exceda la velocidad nominal de diseño, es posible que puedan presentarse fallas parciales. Considerar lo anterior en el modelo, obligaría a tener qué definir relaciones de vulnerabilidad para incluirlas de manera formal en el cálculo de las pérdidas. No obstante, se ha observado que el empleo de un modelo más refinado no aportaría mejoras sustanciales. Por lo tanto, los cálculos de optimación se llevaron a cabo sólo determinando solamente niveles relativos de costos totales esperados de estructuras en diferentes puntos del país.

Considerando que, por una parte, Rosenblueth (1976) supone que el peligro sigue un proceso de Poisson (los eventos extremos son independientes) y que la actualización del valor del dinero puede describirse adecuadamente por una función

exponencial y que, por otra, Ordaz *et al*. (1989) establecen que el costo de la falla no sólo es el costo de la construcción como tal, sino que tienen qué adicionarse los costos de pérdidas de salidas de operación, culturales, sociales, etc., de suerte que, en general, el costo de las pérdidas es mayor que el costo inicial de la construcción, entonces el costo de las pérdidas esperadas, incluidas las pérdidas directas e indirectas, y actualizadas a valor presente, $C_P(\mathrm{v})$, puede expresarse como:

$$C_P(\mathrm{v}) = \left(C_I(\mathrm{v}) + C_L(\mathrm{v})\right)\frac{\nu(\mathrm{v})}{\mu} \qquad (4.2.9)$$

en donde $C_I(\mathrm{v})$ se define en la ecuación (4.2.7) y:

C_L el costo de las pérdidas directas e indirectas que se tendrían en caso de una falla estructural.

$\nu(\mathrm{v})$ la tasa de excedencia de la demanda que produce la falla cuando se ha diseñado para una velocidad de viento v, y

μ la tasa neta anual de descuento del valor del dinero.

Si se define el factor $Q = C_L/C_I$, como aquél que mide la importancia estructural en términos de las pérdidas –directas e indirectas– y del costo inicial de la construcción, la ecuación (4.2.9) se expresa como:

$$C_P(\mathrm{v}) = C_I(\mathrm{v})(1+Q)\frac{\nu(\mathrm{v})}{\mu} \qquad (4.2.10)$$

en donde:

$Q = \dfrac{C_L}{C_I}$ es un factor que mide la importancia estructural en términos de las pérdidas –directas e indirectas– y del costo inicial de la construcción,

$C_I(\mathrm{v})$ es el costo inicial de la construcción, dado en la ecuación (4.2.7),

C_L el costo de las pérdidas directas e indirectas que se tendrían en caso de una falla estructural.

$\nu(\mathrm{v})$ la tasa de excedencia de la demanda que produce la falla cuando se ha diseñado para una velocidad de viento v, y

www.elsolucionario.org

μ la tasa neta anual de descuento del valor del dinero.

De esta manera, el costo total de la ecuación (4.2.6) que debe optimizarse se expresa como:

$$\frac{C_T(\mathrm{v})}{C_0} = \frac{C_I(\mathrm{v})}{C_0}\left(1+(1+Q)\frac{\nu(\mathrm{v})}{\mu}\right) \qquad (4.2.11)$$

en donde:

C_T es el costo total que integra el costo inicial de la construcción más los debidos a las pérdidas, directas e indirectas, actualizados a valor presente, y

$\frac{C_I(\mathrm{v})}{C_0}$ está dado por la ecuación (4.2.8).

Determinación de velocidades óptimas

El propósito del proceso de optimización descrito en el inciso anterior, no fue realizar cálculos minuciosos para determinar rigurosamente los valores de las velocidades óptimas por viento, sino realizar cálculos iterativos, suponiendo que ciertas velocidades de viento de diseño son valores óptimos para determinados sitios en la República Mexicana y, a partir de estos valores, obtener la distribución óptima de velocidades en el resto del territorio mexicano. Éste es, en esencia, el enfoque adoptado por Esteva y Ordaz (1988) para proponer la regionalización sísmica del país y que se ha seguido en las versiones de 1993 y 2008 del **Capítulo 3 Diseño por sismo** de este mismo manual y que a continuación se describe de manera breve.

Como punto de partida se supuso que las estructuras comunes son aquéllas cuya pérdida no es especialmente indeseable y que, además, el costo de las pérdidas no fuera excesivo comparado con el valor de la construcción misma.

La optimación en un sitio cualquiera conduce a una solución múltiple, es decir, existen varios valores (velocidades de diseño óptimas) que satisfacen el valor mínimo de las funciones de costo total. Para encontrar una solución única, se definieron restricciones consistentes en fijar valores prescritos como óptimos teóricos representativos de valores de velocidades mínimos, intermedios y máximos en la

República Mexicana, por lo que se seleccionaron tres sitios de referencia: Ciudad de México, Cancún y Monterrey (véase la Tabla 4.2.1). A continuación se iteró para buscar los valores de K y α, (véanse las ecuaciones (4.2.8) y (4.2.11)) que hicieran que las velocidades de la Tabla 4.2.1 fueran las óptimas para esos sitios y que, para estructuras del Grupo B, Q fuera igual a 5. Estos valores son difíciles de cuantificar pero su precisión no aportaría mejoras sustanciales con respecto a las estimaciones aquí consideradas. Los valores obtenidos fueron K = 14 y α = 4.3; las unidades de K deben ser homogéneas en relación con velocidades de viento y el exponente α es adimensional. Una vez determinados los valores de K y α, se obtuvieron las velocidades óptimas para el resto del país representadas en los mapas de isotacas asociados con diferentes valores de Q.

Tabla 4.2.1 VELOCIDADES DE VIENTO CONSIDERADAS COMO ÓPTIMAS TEÓRICAS PARA ESTRUCTURAS COMUNES (GRUPO B) EN TRES SITIOS DE REFERENCIA

Sitio	Velocidad considerada óptima (km/h)
Cd. de México	118
Monterrey	142
Cancún	195

En esta descripción del proceso de optimación aplicado al peligro eólico, las estructuras de mayor importancia son estructuras esenciales, cuya pérdida es especialmente no deseable. En general, no se trata de estructuras particularmente costosas, sino que su pérdida es indeseable porque los costos de que se vuelvan inutilizables, o de su falla, es grande. En vista de eso, parece razonable considerar que Q (véase la ecuación (4.2.10)) sea directamente proporcional a la importancia de la estructura (debido al costo de las pérdidas), mientras que los factores K y α (asociados a los costos de construcción) permanecen constantes cuando se mantiene el mismo tipo de estructuración. En efecto, se considera que el costo inicial de las estructuras es el mismo, ya sean importantes o comunes, y que sólo existen diferencias en los costos de las pérdidas futuras.

Finalmente, se obtuvieron los valores de velocidades óptimas para distintos valores de Q para los sitios considerados (véase la Tabla 4.2.1) y otros dos de control para el caso de La Paz y Guadalajara, encontrándose una aproximación razonable.

Asimismo, se encontró que para $Q = 15$ se obtienen valores razonables para el diseño de estructuras del Grupo A en zonas de intenso peligro eólico. En la Tabla 4.2.2 se muestran los valores de las velocidades relacionadas con $Q = 5$ y $Q = 15$ y sus correspondientes periodos de retorno, para los sitios de referencia y de control seleccionados. Los mapas de velocidades óptimas obtenidos para estos valores de Q son los que se presentan en el **inciso 4.2.2.2** del **Tomo de Recomendaciones**.

Tabla 4.2.2 VELOCIDADES Y PERIODOS DE RETORNO ÓPTIMOS, DE LOS SITIOS DE REFERENCIA Y DE CONTROL, CONSIDERANDO DOS NIVELES DE IMPORTANCIA ESTRUCTURAL DADOS POR *Q*.

Sitio	Q	Velocidad óptima (km/h)	Periodo de retorno óptimo (años)
Cd. de México	5	132	598
Monterrey	5	167	410
Cancún	5	191	47
Guadalajara	5	125	574
La Paz	5	180	90
Cd. de México	15	138	1,680
Monterrey	15	177	1,358
Cancún	15	239	188
Guadalajara	15	132	1,563
La Paz	15	210	299

Cabe hacer notar que la probabilidad de excedencia de una velocidad dada en un periodo de vida útil, N, es distinta a la probabilidad de que se exceda dicha velocidad.

La probabilidad de excedencia deseada para un periodo de vida útil, N, en años, de una estructura, se calcula con la ecuación:

www.elsolucionario.org

$$P = 1 - (1 - 1/T)^N \qquad (4.2.12)$$

en donde:

P es la probabilidad de que la velocidad del viento, V_T (velocidad del viento, en km/h, con periodo de retorno, T) , se exceda al menos una vez en N años, adimensional,

T el periodo de retorno de la velocidad V_T, en años, y

N el periodo de exposición o de vida útil de la estructura, en años.

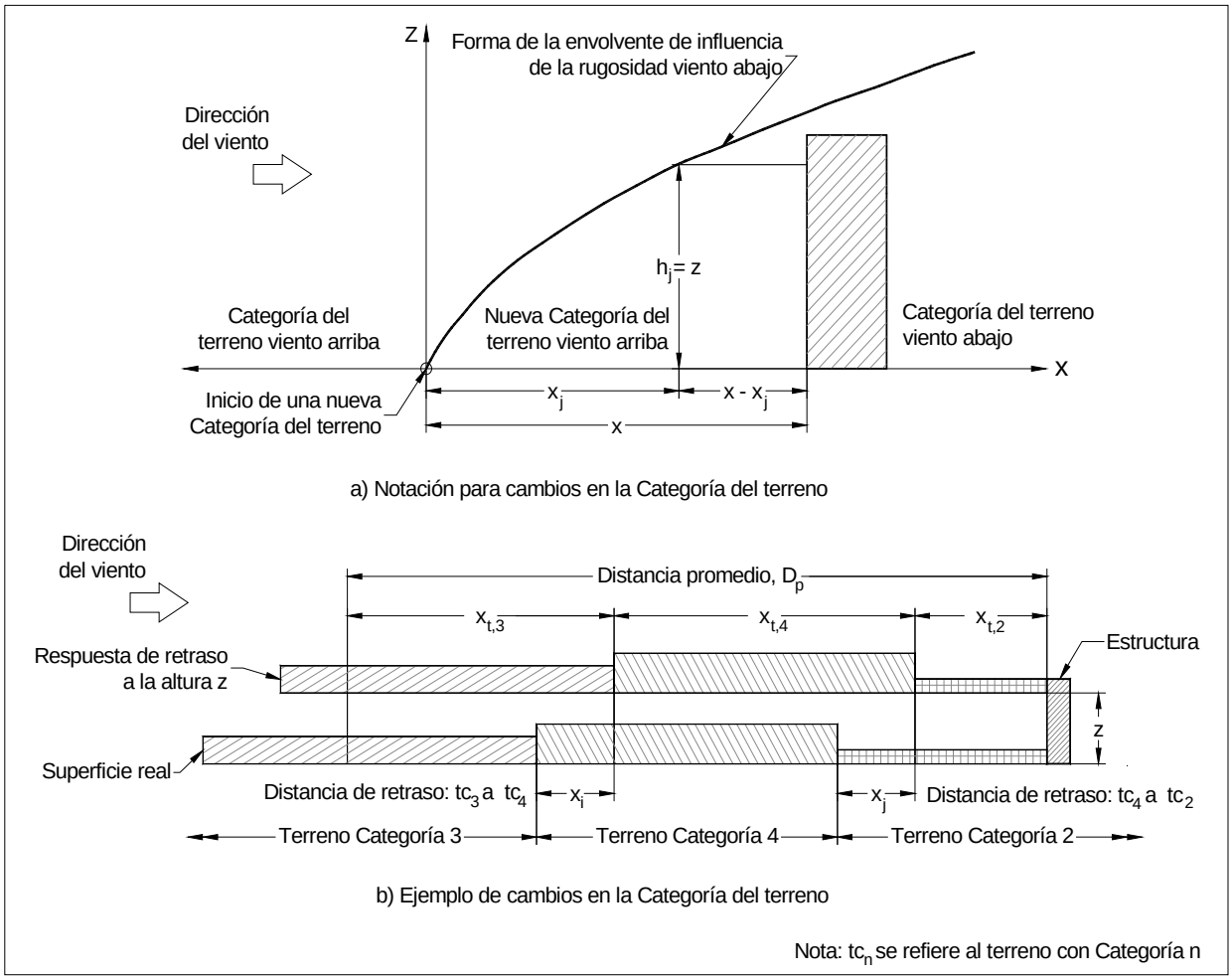
De la ecuación (4.2.6) se observa que si se cambia el periodo de vida útil, N, o el de retorno, T, entonces se modifica la probabilidad de excedencia, P. En la Tabla 4.2.3 se presentan valores de P para diferentes T y N.

Tabla 4.2.3 PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA, *P*(%), SEGÚN EL PERIODO DE RETORNO, *T*, Y LA VIDA ÚTIL DE LA ESTRUCTURA, *N*.

Vida útil, N (años)	Periodo de retorno, T (años)							
	10	50	100	200	400	800	1600	2000
20	88	33	18	9.5	4.9	2.5	1.2	1
30	96	45	26	14	7	4	1.9	1.5
40	98	55	33	18	9	5	2.5	2
50	99	63	39	22	12	6	3	2.5
100	99.9	87	63	39	22	12	6	4.9

4.2.3 FACTOR DE EXPOSICIÓN, F_{rz}

El cambio de rugosidad del terreno desarrolla una envolvente que forma un volumen de influencia que varía con la altura según la nueva rugosidad viento abajo. La longitud de esta zona de influencia es válida para rugosidades que se encuentran alejadas de la estructura hasta un tercio de la altura gradiente. Las características del flujo del viento cambiarán de manera asintótica con la altura al encontrar una nueva rugosidad (véase la Figura 4.2.3).



$$F_{rzc} = \frac{(F_{rz2})(x_{t,2}) + (F_{rz4})(x_{t,4}) + (F_{rz3})(x_{t,3})}{D_p}$$ para el caso del ejemplo en b)

Figura 4.2.3 Cambio en la Categoría del terreno.

Por tanto, al cambiar el tipo de rugosidad, deberá realizarse una corrección al factor de exposición, F_{rz}, la cual se efectúa en el sentido del viento arriba hacia el viento abajo, hasta el sitio de desplante de la estructura.

La mayoría de las estructuras se encuentran en terrenos homogéneos con varios kilómetros de desarrollo viento arriba, pero el terreno que tiene mayor influencia es el que tiene una longitud entre 10 y 20 veces la altura de la estructura, viento arriba. En una Categoría del terreno con longitud entre 0 y 10 veces la altura de la estructura, las cargas por viento se ven afectadas solamente en la mitad inferior de la estructura. El terreno con longitud mayor que 20 veces la altura de la estructura, viento arriba, es el que determina las cargas sobre la estructura, pero esta influencia disminuye al aumentar la distancia desde la estructura hacia viento arriba.

A continuación se describe el procedimiento recomendado en la norma AS/NZS 1170.2 (2005), el cual indica cuándo y cómo debe corregirse el factor de exposición, F_{rz}, para la dirección de análisis y rugosidad del terreno de interés.

La corrección del factor de exposición se realizará cuando los cambios en la rugosidad del terreno, para una dirección dada, se presenten dentro de una distancia promedio, D_p, definida en la Tabla 4.2.4. De lo contrario, no es necesario realizar ninguna corrección al factor de exposición.

Tabla 4.2.4 DISTANCIA PROMEDIO SEGÚN LA ALTURA DE LA ESTRUCTURA.

Altura de la estructura (m)	Distancia promedio, D_p, viento arriba de la estructura (m)
h<50	1000
50 ≤ h ≤ 100	2000
100 ≤ h ≤ 200	3000
200 ≤ h	4000

NOTA: h es la altura de referencia, según se define en el inciso 4.3 del Tomo de Recomendaciones, para cada tipo de estructura.

El factor de exposición corregido por cambios de rugosidad, F_{rzc}, será representado por el promedio pesado de la longitud de cada rugosidad diferente del terreno viento arriba de la estructura; de esta manera puede determinarse una distancia de retraso, x_j, en cada cambio de Categoría del terreno. En la Figura 4.2.3(b) se da un ejemplo para determinar dicha distancia de retraso.

La distancia de retraso, x_j, en metros, se calcula con la siguiente expresión:

$$x_j = z_{0,r}\left[\frac{z}{0.3\, z_{0,r}}\right]^{1.25} \qquad (4.2.13)$$

en donde:

z es la altura, en metros, de la envolvente de influencia para la que se desea obtener el valor de x_j (Figura 4.2.3(a)); será igual a la altura total de la estructura H cuando se desee obtener el mayor valor de x_j,

www.elsolucionario.org

x_j la distancia de retraso, en metros, medida desde donde se inicia una nueva Categoría del terreno, hasta el punto en donde la altura z es igual a la altura de la envolvente, h_j, (véase la Figura 4.2.3 (a)), y

$z_{0,r}$ la mayor de las dos longitudes de rugosidad, de dos Categorías de terreno adyacentes. Las longitudes de rugosidad están dadas en metros y son:

Para la Categoría 1 = 0.002,

para la Categoría 2 = 0.02,

para la Categoría 3 = 0.2,

para la Categoría 4 = 2.0.

Para evaluar el factor de exposición corregido deben seguirse los siguientes pasos:

1) Determinar la distancia promedio, D_p, de la Tabla 4.2.4, la cual será función de la altura de la estructura,
2) Evaluar la distancia de retraso de, x_j, con la ecuación (4.2.13), para diferentes alturas (z) de interés, no mayores que la altura de la estructura y para cada rugosidad dentro de la distancia promedio,
3) Dentro de la distancia promedio se definirán las Categorías del terreno que afectarán al factor de exposición,
4) Finalmente, obtener el factor de exposición corregido, F_{rzc}, mediante la siguiente expresión (véase el ejemplo en la Figura 4.2.3(b)):

$$F_{rzc} = \frac{\sum (F_{rzj})(x_{t,j})}{D_p} \qquad (4.2.14)$$

en donde:

F_{rzj} es el factor de exposición calculado con las expresiones del inciso 4.2.3 del **Tomo de Recomendaciones**, para la Categoría del terreno j, adimensional, para diferentes alturas (z),

$x_{t,j}$ la nueva longitud de la Categoría j en estudio, véase la Figura 4.2.3(b), en metros,

D_p la distancia promedio obtenida de la Tabla 4.2.4, en metros, y

j el número de Categoría del terreno dentro de la distancia promedio.

Por otra parte, con objeto de determinar los valores de α, c y δ, definidos en la Tabla 4.2.3 del **Tomo de Recomendaciones**, se ha tomado como base una variación de potencia de la velocidad del viento con respecto a la altura a las diferentes Categorías del terreno considerados y al lapso de promediación de la velocidad de 3 segundos. Dicha variación se dedujo de diversos estudios experimentales en el mundo y es empleada por diferentes reglamentos internacionales. Otros autores como Deaves y Harris (1978) y Melbourne (1981b), apoyados en las hipótesis de la termodinámica general, proponen variaciones del tipo logarítmico; éstas, a pesar de ser interesantes, se han descartado porque suponen condiciones de atmósfera estable, lo cual no es válido dadas las condiciones climatológicas y topográficas que prevalecen en nuestro país.

Por tanto, para un terreno perteneciente a la Categoría 2, la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura está dada por:

$$V_z = V_{10}\left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha_2} \qquad (4.2.15)$$

en donde:

V_z es la velocidad del viento, en km/h, a una altura z, en metros,

V_{10} la velocidad regional de ráfaga que se presenta a una altura base de 10 metros, en km/h, para una Categoría 2 del terreno, y

α_2 el exponente correspondiente al terreno con Categoría 2.

Es importante remarcar que esta ecuación es válida sólo para un terreno con Categoría 2.

Sin embargo, ya que se supone que a la altura gradiente, δ, la intensidad de la velocidad es la misma para cualquier Categoría del terreno, la variación de la velocidad del viento con la altura, para una Categoría n, se determina con la siguiente ecuación:

$$V_{\delta_n} = V_{\delta_2} \tag{4.2.16}$$

en donde:

$$V_{z_n}\left(\frac{\delta_n}{z_n}\right)^{\alpha_n} = V_{10}\left(\frac{\delta_2}{10}\right)^{\alpha_2} \tag{4.2.17}$$

Así, despejando la velocidad para el terreno con Categoría n y tomando los valores de la Tabla 4.2.3 (**Tomo de Recomendaciones**) para un terreno de Categoría 2, se obtiene:

$$V_{z_n} = V_{10}\left(\frac{z_n}{\delta_n}\right)^{\alpha_n}\left(\frac{\delta_2}{10}\right)^{\alpha_2} = V_{10}\left(\frac{z_n}{\delta_n}\right)^{\alpha_n}\left(\frac{315}{10}\right)^{0.128} = 1.56\left(\frac{z_n}{\delta_n}\right)^{\alpha_n} V_{10} \tag{4.2.18}$$

Esta última expresión puede también plantearse en la siguiente forma:

$$V_{z_n} = 1.56\left(\frac{10}{\delta_n}\right)^{\alpha_n}\left(\frac{z_n}{10}\right)^{\alpha_n} V_{10} = c\left(\frac{z_n}{10}\right)^{\alpha_n} V_{10} \tag{4.2.19}$$

de donde se deduce que:

$$c = 1.56\left(\frac{10}{\delta_n}\right)^{\alpha_n} \tag{4.2.20}$$

Con los valores de α_n y δ_n dados en la Tabla 4.2.3 del **Tomo de Recomendaciones**, se obtienen los valores de c para las cuatro Categorías del terreno también ahí indicadas.

Finalmente, cuando se seleccionen los valores de α, c y δ para un sitio en particular, el diseñador deberá prever los posibles cambios, con el tiempo, en la rugosidad del terreno de los alrededores en donde se desea desplantar la construcción. Esto debe hacerse para preservar la seguridad y el buen funcionamiento de la estructura durante su vida útil.

www.elsolucionario.org

4.2.4 FACTOR DE TOPOGRAFÍA, F_T

En el caso de un terreno ondulado, las ecuaciones (4.2.6) a (4.2.8) del **Tomo de Recomendaciones** pueden sobrestimar el valor del factor de topografía. En estos casos la altura y la pendiente del promontorio o terraplén pueden determinarse mediante los siguientes pasos:

a) Localizar la cresta del promontorio o terraplén.

b) En un perfil del promontorio o terraplén, trazar varios segmentos de 500 m de longitud desde la cima del promontorio o terraplén hacia la pendiente de barlovento y obtener la pendiente promedio de cada segmento.

c) El punto de inicio del promontorio o terraplén será aquél en el que la pendiente de uno de los segmentos sea menor o igual que 0.05.

d) Con el punto de inicio y la cresta, puede obtenerse la altura H_t y la pendiente a considerar en las ecuaciones (4.2.6) a (4.2.8) del **Tomo de Recomendaciones**.

Para el caso particular en el que la distancia de la estructura a la cresta del terreno, X_t, y la altura de referencia de la estructura, medida desde el nivel promedio del terreno, z_t, sean iguales a cero, el valor del factor de topografía se proporciona en la Tabla 4.2.5 siguiente.

Tabla 4.2.5 FACTOR DE TOPOGRAFÍA PARA X_t =0 Y z_t =0.

Pendiente en barlovento $\left(\frac{H_t}{2L_u}\right)$	F_T
< 0.05	1.00
0.05	1.08
0.10	1.16
0.20	1.32
0.30	1.48
≥ 0.45	1.71

NOTA: Puede interpolarse para obtener valores intermedios.

4.2.5 PRESIÓN DINÁMICA DE BASE, q_z

El valor básico de la densidad del aire que se considera para calcular presiones al nivel del mar y a 15 ºC es: $\rho = 1.225\ kg/m^3$. Tomando el valor medio y transformándolo para ser consistente con las unidades que se emplean en este capítulo se tiene que:

$$\frac{1}{2}\rho = \frac{1.225}{2}\frac{kg}{m^3} = 0.61225\frac{kg}{m^3}\left(\frac{km}{h}\right)^2\left(\frac{h}{km}\right)^2 =$$

$$= 0.6125\left(\frac{km}{h}\right)^2\frac{kg}{m^3}\left(\frac{h}{km}\right)^2 = 0.6125\left(\frac{10^6 m^2}{(3600)^2 s^2}\right)\frac{kg}{m^3}\left(\frac{h}{km}\right)^2 =$$

$$= 0.047\left(\frac{kg-m}{s^2}\right)\left(\frac{1}{m^2}\right)\left(\frac{h}{km}\right)^2 = 0.047\left(\frac{N}{m^2}\right)\left(\frac{h}{km}\right)^2 = 0.047\ Pa\left(\frac{h}{km}\right)^2$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{En unidades del sistema mks se tiene:} \\ \frac{1}{2}\rho = 0.047\ N\left(\frac{1kg_f}{9.81N}\right)\left(\frac{1}{m^2}\right)\left(\frac{h}{km}\right)^2 \\ \frac{1}{2}\rho = 0.0048\left(\frac{kg_f}{m^2}\right)\left(\frac{h}{km}\right)^2 \end{array}\right]$$

En la última expresión, kg_f representa las unidades de kilogramo fuerza en el sistema mks pero, por facilidad, en general se elimina el subíndice f.

Es interesante notar que, con todo rigor, la densidad del aire varía con la altura a partir del nivel de desplante y también presenta cambios si la masa de aire contiene otras partículas debido a altos grados de contaminación, a condiciones de arrastre de polvos o a gotas de lluvia en regiones donde ocurren fuertes tormentas o huracanes. Estas alteraciones son despreciables para fines de aplicación práctica; sin embargo, el valor de la densidad suele incrementarse localmente debido a la variación producida por el contenido de otras partículas, como es el caso de algunos códigos. Si se desea tomar en cuenta este cambio de densidad, se recomienda incrementar en un 10% el valor de 0.047 que aparece en el cálculo de la presión dinámica de base.

Por otro lado, si se desea despreciar la variación que sufre la densidad del aire con el cambio de temperatura, puede utilizarse la ecuación simplificada de G:

$$G = \frac{8 + h_m}{8 + 2h_m} \tag{4.2.21}$$

en donde h_m representa la altura, en km, sobre el nivel del mar del sitio de desplante.

www.elsolucionario.org

REFERENCIAS

Aguirre, J. E.; Sánchez Sesma, J. (1986), *"Probabilistic considerations in transmission line wind design for Mexico",* Probabilistic Methods Applied to Electric Power Systems, Proceedings of the First International Symposium, Toronto, Canada, edited by Ontario Hydro, 11-13.

Aguirre, J. E.; Sánchez Sesma, J. (1983), *"Actualización de los valores de diseño por viento en líneas de transmisión",* Reporte Interno núm. 3245, Departamento de Equipos Mecánicos, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.

AS/NZS 1170.2:2002 (2005), *"Structural design actions, Part 2: Wind actions"*, Australia Standards and New Zealand Standards, April.

Benjamin, J. R.; Cornell, C. A. (1970), *"Probability, statistics and decision for civil engineers"*, McGraw-Hill Book Company, New York.

Bowen, A. J. (1983), *"The prediction of mean wind speeds above simple 2D hill shapes"*, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 15, pp. 259-270.

Davenport, A. G. (1961), *"The Application of Statistical Concept to the wind loading of Structures"*, Journal of the Structural Division Proceeding of the American Society of Civil Engineers, paper 6480, pp. 449-472.

Deaves, D. M.; Harris, R. I. (1978), *"A mathematical model of the structure of strong winds",* Report 76, Construction Industry Research and Information Association, London, England.

Durst, C. S. (1960), *"Wind speeds over short periods of time"*, The Meteorological Magazine, Vol. 89, No. 1,056, July, pp. 181-187.

Esteva, L.; Ordaz, M. (1988), *"Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana"*, Memorias del Simposio Nacional sobre Ingeniería Sísmica, Guadalajara, México.

Esteva, L. (1970), *"Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería"*, Serie Azul de Instituto de Ingeniería, pp-246, México.

Esteva, L. (1969), *"Seismic risk and seismic design decisions"*, Seminar on Seismic Design for Nuclear Power Plants, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass., U. S. A.

López, A. *et al.* (2007), *"Actualización de isotacas en la República Mexicana para fines de diseño contra viento de líneas de transmisión y subtransmisión y subestaciones eléctricas"*, Informe IIE/42/13083/I01/F/DC, Gerencia de Ingeniería Civil, Instituto de Investigaciones Eléctricas, marzo, México.

Mackey, S.; Cheong Chuen, C. E.; Lam, R. (1970), *"Gust factors"*, Proceedings of the seminar: Wind loads on structures, National Science Foundation, Japan Society for Promotion of Science, University of Hawaii, 19-24 October, pp. 191-202.

Melbourne, W. H. (1981a), *"Towards an engineering wind model"*, Course Notes on the Structural and Environmental Effects of Wind on Buildings and Structures, Chapter 19, Monash University, Australia.

Melbourne, W. H. (1981b), *"The structure of wind near the ground"*, Course Notes on the Structural and Environmental Effects of Wind on Buildings and Structures, Chapter 2, Monash University, Australia.

Ordaz, M.; Jara, J. M.; Singh, S. K. (1989), *"Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero"*, Informe conjunto del II-UNAM y del Centro de Investigación Sísmica AC de la Fundación Javier Barros Sierra al Gobierno del estado de Guerrero, Instituto de Ingeniería, UNAM, proyectos 8782 y 9745, México.

Rodríguez Cuevas, N. (1964), *"Aplicación de la estadística de extremos a la determinación de velocidades del viento para diseños estructurales"*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Rosenblueth, E. (1976), *"Optimum design for infrequent disturbances"*, J. Structural Div, ASCE, 102, 1807-1825.

Vellozzi, J.; Cohen, E. (1968), "*Gust response factors"*, Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, ST 6.

Venkatesworlu, B. *et al.* (1989), *"Variation of wind speed with terrain roughness and height"*, IE(I) Journal-CI, Vol. 69, Madras, India, January.

Wood, D. H. (1982), *"Internal boundary layer growth following a step change in surface roughness"*, Boundary Layer Meteorology, Vol. 22, pp. 241-244.

www.elsolucionario.org

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

NOMENCLATURA

A_a	Área de referencia, en m^2.
A_z	Área de la estructura, o parte de ella, sobre la que actúa la presión de diseño, p_z, en m².
b	Ancho de la estructura o del miembro estructural, normal a la dirección del viento, en m.
C_{au}	Coeficiente de arrastre para el accesorio aislado, adimensional.
C_f	Coeficiente de fuerza por fricción en la dirección del viento, adimensional.
C_p	Coeficiente de presión, adimensional.
C_{pe}	Coeficiente de presión externa, adimensional.
C_{pi}	Coeficiente de presión interior, adimensional.
d	Longitud de la estructura o del miembro estructural, paralela a la dirección del viento, en m.
d_a	Distancia paralela a la dirección del viento de la superficie porosa, en m.
F_f	Fuerza por fricción que actúa en la dirección del viento, en N.
H	Altura de la construcción desde el nivel del terreno natural, en m.
h	Altura del letrero, en m.
$\bar{h}$	Altura media de la construcción, en m.
h_c	Altura medida desde el nivel del terreno al toldo o cubierta adyacente, en m.
K_A	Factor de reducción de presión por tamaño de área, adimensional.

K_{in}	Factor de corrección por interferencia
K_L	Factor de presión local, adimensional.
K_P	Factor de reducción de presión por porosidad, adimensional.
L_c	Longitud del toldo o cubierta adyacente, en m.
p_z	Presión actuante sobre la estructura, evaluada a la altura z, en Pa.
q_z	Presión dinámica de base, en Pa.
R_e	Número de Reynolds, adimensional.
V	Velocidad del flujo, en km/h.

Símbolos griegos

γ	Ángulo de inclinación del techo con respecto a la horizontal, en grados.
ΔC_{at}	Coeficiente de arrastre adicional en una torre, debido a accesorios, adimensional.
ϕ	Relación de solidez, adimensional.
ϕ_e	Relación de solidez efectiva, adimensional.
μ	Viscosidad del aire, en kg·m/s.
ν	Viscosidad cinemática del aire, en m^2/s.
ρ	Densidad del aire, en kg/m^3.
ρ y μ	Densidad y viscosidad del aire, respectivamente, en unidades homogéneas.

4.3.1 LIMITACIONES

El análisis estático es adecuado para las construcciones más comunes relativamente rígidas, como son las de baja y mediana altura. Asimismo, este procedimiento debe aplicarse para el diseño de los recubrimientos, tales como cancelarías, y de sus elementos de soporte, que formen parte de fachadas de cualquier tipo de estructuras, esbeltas o no.

El diseño de los recubrimientos y sus elementos de soporte es de especial importancia por razones de seguridad y economía. La experiencia muestra que las fallas de éstos se deben a las altas presiones locales y es por ello que en los reglamentos actuales y en este mismo inciso se recomiendan procedimientos elaborados para determinar las solicitaciones locales de la manera más precisa posible.

Para aplicar este método no es necesario tener un conocimiento detallado de las propiedades dinámicas de las construcciones, ya que la contribución de las presiones medias (estáticas) producidas por el viento es la de mayor trascendencia. Aun cuando se hayan dado recomendaciones para ciertos tipos de estructuras en los que no es necesario calcular el periodo fundamental, es deseable que, en la medida de lo posible, éste se determine para seleccionar en forma más precisa el procedimiento de obtención de cargas (estático o dinámico), ya que se han registrado fallas en construcciones de baja altura y muy flexibles, tales como almacenes, en las cuales se han constatado problemas de resonancia. Para algunos casos particulares, puede consultarse a Harris y Crede (1976) para obtener el periodo fundamental de vibraciones.

4.3.2 PRESIONES Y FUERZAS DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL VIENTO

4.3.2.1 Fuerzas sobre construcciones cerradas

En la definición de las fórmulas para calcular las presiones por viento se ha seguido un formato similar al de la norma australiana, AS/NZS 1170.2.2002 (2005), el cual permite al usuario determinar cuándo se aplicarán el factor de presión local, K_L, el de reducción de presión por tamaño de área K_A, y el de reducción de succión en

www.elsolucionario.org

superficies porosas K_P; este último se describe en el inciso 4.3.2.1.1 de este tomo. Los tres factores tendrán un valor por omisión igual a 1.0.

El coeficiente de presión, como se señala en 4.2.6 del **Tomo de Recomendaciones**, se define como la relación entre la presión real que se ejerce sobre un punto de una construcción y la presión dinámica de base, esto es:

$$C_p = \frac{p_z}{q_z} \tag{4.3.1}$$

En flujo uniforme, el valor de este coeficiente varía principalmente con la forma de la estructura y con las características del flujo representadas por el número de Reynolds, R_e, el cual es adimensional y se define como la relación entre la fuerza de inercia del viento sobre la estructura y la fuerza de viscosidad que se genera sobre una superficie, lo cual resulta en:

$$R_e = \frac{\rho V \, \mathrm{b}}{\mu} = \frac{V \, \mathrm{b}}{\nu} \tag{4.3.2}$$

en donde:

V	es la velocidad del flujo, en km/h,
b	la dimensión de la estructura transversal al flujo del viento, en m,
ρ y μ	la densidad y la viscosidad del aire, respectivamente, en unidades homogéneas, y
$\nu = \frac{\mu}{\rho}$	la viscosidad cinemática del aire, la cual tiene un valor de 15×10^{-6} m^2/s, para una temperatura de 20 °C

Los valores del coeficiente de presión que se incluyen en las recomendaciones, provienen, en su mayoría, de las normas AS/NZS 1170.2.2002 (2005); esos valores se han definido con base en resultados de pruebas en túnel de viento realizados en esos países y validados mediante una comparación con resultados de pruebas del mismo tipo llevadas a cabo en Canadá, Estados Unidos de América, Inglaterra, Suiza y Alemania.

Dentro del presente inciso se especifican los siguientes tipos de coeficientes que principalmente toman en cuenta la forma de la estructura o del elemento estructural:

1) *Coeficiente de presión exterior y coeficiente de presión interior*

   Estos coeficientes se definen sobre las superficies de muros y techos de construcciones cerradas. Las presiones que se obtienen al aplicarlos, corresponden a cada una de las superficies de la estructura.

2) *Coeficiente de presión neta*

   Se aplica a techos aislados y a letreros de baja altura, obteniéndose la presión total sobre éstos, es decir, incluye los efectos de empuje y succión simultáneos.

3) *Coeficiente de arrastre*

   Al aplicar este coeficiente se obtiene la presión total, en la dirección del flujo de viento, sobre una construcción determinada; tal es el caso, por ejemplo, de chimeneas y torres de celosía.

4) *Coeficiente de fuerza*

   Se emplea principalmente en los elementos estructurales aislados (ángulos, perfiles estructurales, etc.) para obtener las fuerzas en dos direcciones ortogonales definidas por los ejes de la sección transversal del elemento, el eje x, F_x, y el eje y, F_y. Dichos ejes no coinciden necesariamente con la dirección del flujo de viento.

Cuando se requieran valores de estos coeficientes para algún tipo o forma de construcción no recomendada en este inciso, el diseñador podrá utilizar otros valores publicados en la literatura especializada o en reglamentos internacionales, verificando que éstos sean consistentes con la velocidad de ráfaga aquí considerada y revisando cuidadosamente que dichos valores se hayan obtenido utilizando un criterio adecuado para el problema de interés.

El criterio del diseñador juega un papel importante al seleccionar acertadamente el coeficiente.

Los coeficientes de presión que se aplican a una estructura pueden variar durante las etapas de su construcción, por lo que es necesario tomar las previsiones

necesarias para protegerla de condiciones adversas. La variación más común se debe a la generación de presiones interiores cuando la estructura se encuentra parcialmente cubierta, por ejemplo, en los casos en los que no tiene su fachada completa, o en estructuras formadas por marcos cuando los entrepisos ya se han edificado, pero no los muros. Este riesgo deberá tenerse en mente al momento de programar los trabajos de construcción, con el objeto de evitar que durante su realización se presenten formas estructurales vulnerables a la acción del viento.

4.3.2.1.1 Presiones exteriores

Los coeficientes de presión exterior se dividen en coeficientes de presión totales y locales. Los locales se emplean para el diseño de elementos estructurales pequeños, generalmente de hasta 1 m^2. Los coeficientes totales se aplican cuando se analiza la acción del viento sobre superficies generalmente mayores que 10 m^2.

En construcciones con techos con un ángulo de inclinación mayor o igual que 10º, para una dirección del viento perpendicular a las generatrices, θ = 0º, las succiones en los muros de sotavento se incrementan a medida que la inclinación crece (véase la Tabla 4.3.1, del **Tomo de Recomendaciones**). Para techos horizontales y los que tengan un ángulo de inclinación menor que 10º, o en los que el viento actúa en una dirección paralela a las generatrices, θ = 90º, la presión sobre los muros de sotavento está en función de la relación entre las dos dimensiones horizontales de la estructura.

Asimismo, se ha observado que en edificios en los que el viento actúa en una dirección paralela a los muros, la magnitud de la succión en las paredes laterales disminuye a medida que la distancia al muro de barlovento aumenta; esto se ve reflejado en los valores de la Tabla 4.3.2 (**Tomo de Recomendaciones**).

Los coeficientes de presión que se presentan en las Tablas 4.3.1, 4.3.2 y 4.3.3 (**Tomo de Recomendaciones**) se relacionan con cargas de presión del viento extremas sobre las superficies de paredes y techos de las estructuras que se presentan. Estos coeficientes también están asociados con la condición más crítica para el viento normal a las direcciones ortogonales de la estructura (tomando en cuenta variaciones en la dirección del viento de $\pm$ 45°).

www.elsolucionario.org

- Factor de reducción de presión por área tributaria, K_A

Los valores del factor de reducción de presión por área tributaria para techos y muros laterales dados en la Tabla 4.3.4 (**Tomo de Recomendaciones**), se utilizan para corregir las cargas pico que se presentan cuando las áreas tributarias son grandes. También permiten considerar la falta de correlación espacial de la fluctuación de las presiones en los techos y en los muros laterales. Este factor de reducción debe utilizarse para calcular las cargas tanto en elementos de la estructura principal como en recubrimientos y sus elementos de soporte y sujetadores.

- Factor de presión local, K_L

El factor de presión local, K_L, permite tomar en cuenta que en ciertas áreas pequeñas, la presión del viento presenta un valor marcadamente mayor que el del promedio de la superficie en estudio. Por medio de este factor se consideran los valores máximos instantáneos que ocurren en diferentes áreas y, de manera específica, aquéllas de muros laterales cercanas a las esquinas de barlovento y a los bordes de los techos o sus cumbreras. Este factor se aplica para determinar las cargas solamente en los recubrimientos, en sus soportes y sujetadores, y será igual a la unidad cuando se calculen las cargas totales sobre la estructura principal.

La evaluación de las cargas por viento sobre los recubrimientos y sobre los elementos que los soportan es un problema difícil, debido al gran número de factores involucrados. Es claro que las cargas locales, especialmente sobre techos, dependen sensiblemente de la dirección del viento y de la geometría de la construcción.

En estructuras altas, las succiones locales exteriores máximas tienden a presentarse cerca del borde de barlovento.

Otro aspecto que puede ser importante es que algunas superficies de recubrimiento son porosas. En este caso, las presiones exteriores de succión son menores debido a que el flujo del aire que circula a través de los poros induce una presión negativa sobre el área interior de la superficie expuesta. Si el diseñador juzga necesario considerar este efecto, la reducción de esas presiones negativas (de succión) se efectúa como a continuación se explica.

- Factor de reducción de presión local negativa, en techos y muros laterales, K_P

Cuando la relación de solidez, ϕ (definida como el cociente entre el área sólida de una superficie y el área total de ésta), de los recubrimientos de una superficie principal sea menor que 0.999 y exceda de 0.99, las presiones exteriores negativas (succiones) deberán multiplicarse por el factor de reducción, K_P, dado en la Tabla 4.3.1. Para todos los demás casos, se considerará que K_P es igual a 1.0.

Tabla 4.3.1 FACTOR DE REDUCCIÓN DE PRESIÓN NEGATIVA, K_P, PARA ZONAS DE SUPERFICIES CON RECUBRIMIENTOS POROSOS.

Distancia horizontal medida a partir del borde de barlovento	K_P
0 a $0.2d_a$	0.9
$0.2d_a$ a $0.4d_a$	0.8
$0.4d_a$ a $0.8d_a$	0.7
$0.8d_a$ a $1.0d_a$	0.8

NOTA:
d_a es la distancia paralela a la dirección del viento de la superficie porosa, en m.

Los techos de teja o los muros con ventanas que tengan pequeñas ventilaciones son ejemplos en los que debe utilizarse el factor K_P. Cabe recalcar que este factor sólo se aplica a las presiones exteriores negativas.

4.3.2.1.2 Presiones interiores

Las presiones interiores que se generan dentro de estructuras cerradas podrán ser positivas o negativas, dependiendo de su permeabilidad o de la localización y del tamaño de las aberturas. Cabe mencionar que el valor de la presión interior que se determine de acuerdo con las recomendaciones de este inciso será constante para todas las superficies interiores de la construcción.

La estimación de las presiones interiores representa un problema difícil y una fuente de controversia para los diseñadores. La dificultad para establecerlas se debe principalmente a la determinación de la permeabilidad o a la presencia de aberturas dominantes. Sin embargo, se ha demostrado (Holmes, 1979) que una vez conocida

esta información, las reglas sencillas de la Tabla 4.3.7 (**Tomo de Recomendaciones**) dan una buena estimación de las presiones interiores pico en una construcción.

En este inciso, las aberturas se han definido como aquellas áreas que pueden determinarse con precisión, tales como las intencionales o las potenciales formadas por puertas, ventanas, aberturas para aire acondicionado y ventilas de techo. Es común hablar también de aberturas dominantes, las cuales deben considerarse como aquéllas que tienen la mayor influencia sobre las presiones internas en la edificación que se estudia.

Con frecuencia, el diseñador se pregunta si en el caso de vientos fuertes debe o no considerarse abierta una puerta o ventana que normalmente permanece cerrada. Para regiones no ciclónicas, aún no se establece el criterio a seguir en esta situación, ya que depende del uso que se le dará a la estructura y de si existe o no, protección para la ventana o puerta a fin de que resista la presión directa del viento y los posibles impactos de materiales arrastrados por él. En regiones propensas a ciclones, comúnmente se requiere efectuar un diseño para las aberturas dominantes del muro de barlovento, a menos que se proporcione protección contra el daño que pudieran causar los escombros arrastrados por el viento.

Para los fines de este inciso, las construcciones cerradas pueden ser permeables o con aberturas. La permeabilidad se entiende como la cantidad de huecos o grietas originados por las tolerancias permitidas en la construcción de la estructura. Por su parte, una abertura es determinada por ventanas o puertas abiertas. Como referencia, la permeabilidad típica de un conjunto de oficinas o de una casa con todas sus ventanas cerradas varía entre 0.01% y 0.2% del área de los muros; en las estructuras industriales y agrícolas esta permeabilidad puede llegar a ser hasta de un 0.5%. Los muros de concreto o de otro material detallado específicamente para evitar el paso del aire, pueden considerarse impermeables.

En algunos casos, el valor de C_{pi} puede limitarse o controlarse dentro de los valores deseados mediante una distribución apropiada de la permeabilidad en muros y techos, o a través de la colocación de dispositivos de ventilación en determinados lugares que den como resultado un coeficiente de presión adecuado. Un ejemplo de ello es la instalación de un ventilador en la cumbrera de un techo con poca inclinación,

www.elsolucionario.org

con lo que, bajo cualquier dirección del viento, se reduce la fuerza de levantamiento del techo.

En construcciones en donde se utilice presurización interior deberá tomarse en cuenta esta presión adicional. Los fabricantes del sistema de presurización deberán proveer los valores de la presión interna a considerar.

Los casos más críticos que involucran una presión interior son usualmente aquéllos con una abertura dominante en el muro de barlovento (condición (a) de la Tabla 4.3.7(b) del **Tomo de Recomendaciones**). Una abertura grande, como la de una cortina metálica abierta o faltante, puede producir un valor del coeficiente de presión interior igual al del coeficiente de presión exterior de dicho muro.

Las condiciones 1 a 3 de la Tabla 4.3.7(a) (**Tomo de Recomendaciones**) especifican valores del coeficiente de presión interior para construcciones sin aberturas intencionales, o con aberturas que pueden considerarse como cerradas durante fuertes vientos. Un caso no considerado en la Tabla 4.3.7(a) (**Tomo de Recomendaciones**) es el de los techos permeables. Se sugiere que éstos se traten dentro de la condición 2, de manera que si uno o más muros son permeables y el techo también lo es, y el viento actúa normalmente al muro permeable, puede considerarse un valor de C_{pi} = 0.2; si el viento actúa perpendicularmente al muro impermeable, resulta apropiado utilizar un valor de C_{pi} = -0.3.

Un efecto importante en estructuras alargadas con superficies rugosas son las fuerzas de fricción que solamente cuando la relación d/$\bar{h}$ o d/b de la construcción (véase la Figura 4.3.2 del **Tomo de Recomendaciones**) sea mayor que 4, deben adicionarse a las fuerzas normales que actúan sobre los muros laterales y los techos de edificios cerrados. Estas fuerzas de fricción deberán determinarse como se explica a continuación:

-Fuerza de arrastre por fricción, F_f, para edificios rectangulares

$$\text{si } \bar{h} \le b: \quad F_f = C_f \, q_z \, b \, (d - 4\bar{h}) + C_f \, q_z \, 2\bar{h} \, (d - 4\bar{h}) \qquad (4.3.4)$$

$$\text{si } \bar{h} > b: \quad F_f = C_f \, q_z \, b \, (d - 4b) + C_f \, q_z \, 2\bar{h} \, (d - 4b) \qquad (4.3.5)$$

en donde:

F_f es la fuerza por fricción, en N, que actúa en la dirección del viento y paralela a la superficie,

C_f el coeficiente de fuerza por fricción en la dirección del viento, adimensional,

= 0.01 para superficies uniformes sin corrugaciones o costillas, o con ellas pero paralelas a la dirección del viento,

= 0.02 para superficies con corrugaciones transversales a la dirección del viento,

= 0.04 para superficies con costillas transversales a la dirección del viento,

Estos valores se aplicarán para las fuerzas de fricción actuando a partir una distancia del muro de barlovento igual a $4\bar{h}$ o 4b, la que resulte menor. Para la distancia menor que $4\bar{h}$ o 4b, la que resulte menor, el coeficiente de fricción será igual a cero para cualquier superficie y, por tanto, no se considerará fuerza de fricción actuante.

q_z la presión dinámica de base del viento a la altura $\bar{h}$, en Pa,

b el ancho de la estructura, normal a la dirección del viento, en m,

d la longitud de la estructura, paralela a la dirección del viento, en m, y

$\bar{h}$ la altura promedio de la cubierta, en m (véase la Figura 4.3.2, **Tomo de Recomendaciones**).

El primer término de estas dos ecuaciones representa la fuerza por fricción en el techo y, el segundo, la de los muros. Los términos se dan por separado para permitir la utilización de valores diferentes de C_f y q_z correspondientes a superficies distintas.

El valor del coeficiente de fuerza por fricción, C_f, depende de la rugosidad de la superficie. De aquí que sobre superficies con costillas o salientes alineadas y perpendiculares a la dirección del viento (por ejemplo, un muro lateral con costillas de piso a techo) se generen fuerzas considerablemente mayores que sobre áreas con costillas paralelas a esta misma dirección.

4.3.2.2 Construcciones de techos horizontales con extremos inclinados

Los coeficientes de presión que se presentan en la sección de recomendaciones están basados en la suposición de que las pendientes de los extremos son menores que 10°. Sin embargo, los coeficientes de presión para el techo se seleccionarán a partir de la Tabla 4.3.3 (**Tomo de Recomendaciones**) considerando la dirección del viento y la zona que se quiere analizar (cubierta de barlovento, cubierta de sotavento, cubierta transversal). Para determinar las presiones sobre el sector plano del techo, deberán emplearse, para = 0°, los mismos valores que para la cubierta de sotavento y, para = 90° los mismos valores que para las cubiertas transversales.

4.3.2.3 Construcciones con techos de claros múltiples ($\gamma < 60°$)

Los coeficientes de presión que se presentan en el **Tomo de Recomendaciones** para construcciones con techos de claros múltiples, cuya inclinación es menor de 60°, se obtuvieron de mediciones en túnel de viento tal como se describe en el artículo de Holmes (1987).

4.3.2.4 Cubiertas de arco circular

A la fecha siguen siendo pocas las pruebas realizadas en túnel de viento para cubiertas de arco circular. Estudios más recientes reportados en la norma australiana AS/NZS 1170.2.2002 (2005) están basados en los experimentos llevados a cabo por Holmes y Paterson (1993a) y por Cheung *et al*. (1992). La superficie de la cubierta puede estar sujeta a valores positivos o negativos debido a la posible turbulencia del flujo del viento.

Sin embargo, se ha considerado que los estudios realizados por NG (1983) y Johnson *et al*. (1985) presentan valores más racionales que son los que se exponen en el **Tomo de Recomendaciones**. Cabe señalar que en este estudio no se toman en cuenta los efectos de la turbulencia con la deformación de la cubierta, sino simplemente los debidos a la acción media estática para número de Reynolds menores que 10^5.

www.elsolucionario.org

En cubiertas muy flexibles, el diseñador deberá tomar las precauciones necesarias para hacerlas rígidas de manera conveniente, con diafragmas en sus bordes (trabes de borde) y en zonas en donde puedan ocurrir efectos de pandeo local.

Por lo general, en este tipo de cubiertas, solamente se emplean elementos principales paralelos al eje del arco.

4.3.2.5 Techos aislados

Los valores de los coeficientes de presión neta para techos aislados a un agua, dos aguas o invertidos se basan principalmente en las pruebas en túnel de viento descritas por Gumley (1981) y Gumley (1984). Los valores que se muestran en las tablas correspondientes incluyen algunos ajustes basados en pruebas de modelos a escala natural realizadas por Robertson *et al*. (1985).

4.3.2.6 Toldos y cubiertas adyacentes a construcciones cerradas

La presión neta sobre un toldo cuando el viento actúa en la dirección normal al muro que lo sostiene, depende de la relación $h_c/\bar{h}$, (altura del toldo sobre el terreno/altura promedio de la estructura) y de la relación h_c/L_c (altura del toldo sobre el terreno/ancho del toldo).

Un toldo corto situado cerca del extremo superior de una construcción está sometido a presiones similares a las de un alero del techo. En la cara superior del toldo se presentan velocidades altas que producen succiones importantes; por el contrario, en la cara inferior se genera un estancamiento del flujo que ocasiona presiones positivas. La presión de levantamiento neta del toldo depende en gran medida de la relación h_c/L_c.

Cuando el toldo se encuentra colocado en una zona intermedia del muro con respecto a su altura, ocurre un estancamiento del flujo tanto en su cara inferior como en la superior. En este caso, el coeficiente de presión neta promedio es bajo, pero la turbulencia produce presiones pico en las direcciones normal y paralela al muro adyacente; además, no existe dependencia de la relación h_c/L_c.

La información referente a los toldos también es aplicable a techos de pequeñas graderías y otros en voladizo, siempre y cuando los efectos dinámicos no sean notables. En toldos y techos de graderías con claros mayores que cinco metros, los efectos dinámicos son de consideración, dada la gran flexibilidad de éstos, por lo que deberá efectuarse un análisis dinámico más detallado, o tomarse en cuenta, si es el caso, lo estipulado en el inciso 4.4 sobre Análisis Dinámico (**Tomo de Recomendaciones**).

4.3.2.7 Techos en voladizo

Las ecuaciones cubren el factor aerodinámico de forma y el de respuesta dinámica y genera distribuciones de carga estática equivalente.

La respuesta de techos en voladizo depende de la respuesta dinámica a la acción del viento y esta respuesta puede aproximarse mediante la frecuencia modal en el primer modo. Esto depende obviamente de las condiciones de frontera en la orilla apoyada y se puede lograr una reducción substancial en la carga si se aplican ranuras en la orilla. La dependencia en masa y amortiguamiento no se ve tan alta como en otros sistemas estructurales donde influye la respuesta dinámica.

4.3.2.8 Letreros y muros aislados

Los coeficientes de presión de letreros y muros aislados que se proporcionan provienen de los estudios en túneles de viento realizados por Holmes (1986) y Letchford (1985), respectivamente.

Las presiones que se presentan cuando el flujo de viento actúa paralelo al plano de un letrero o muro, son causadas por los efectos de la turbulencia y del flujo de viento inestable; por ello, las cargas por viento son de presión o succión.

Si un muro o letrero se coloca adyacente y en ángulo recto a una construcción, la presión neta sobre éstos se reduce cerca de la arista común. Por esta razón, cuando la longitud de la construcción adyacente sea mayor que el doble de la altura del letrero (2h) o de la del muro (2H), pueden utilizarse cargas reducidas en las direcciones correspondientes a los 45º y los 90º. Se sugiere entonces que los valores del

coeficiente de presión neta dados para 2h a 4h o para 2H a 4H, se extiendan hasta el extremo de la esquina barlovento; esto es, ellos se aplicarán dentro de las distancias de 0 a 4h o de 0 a 4H a partir del extremo libre de barlovento.

Por otra parte, es práctica común instalar malla ciclónica por encima de los muros o bardas, la cual a su vez se recubre de plantas de enredadera o láminas; este hecho provoca un aumento considerable del área que se expone al flujo de viento, por lo que en el cálculo de las fuerzas para el diseño deberá preverse tal situación. Asimismo, si un letrero o muro aislado se construye en la azotea de un edificio, la velocidad de diseño deberá calcularse para esa altura y aplicar el factor de topografía correspondiente al de un promontorio.

4.3.2.9 Silos y tanques cilíndricos

Los coeficientes que aparecen en la Figura 4.3.6 (**Tomo de Recomendaciones**) se basan en pruebas de túnel de viento llevadas a cabo con números de Reynolds altos por Sabransky (1984) y por MacDonald *et al.* (1988). El coeficiente de presión externa C_{pe} se obtuvo mediante una aproximación con una serie de Fourier de seis términos, con la cual se logra una distribución radial de presiones razonable. Este coeficiente depende de la relación entre la altura y el diámetro de los silos o tanques cilíndricos, así como de la rugosidad de sus paredes. En caso de que éstas presenten costillas verticales o de que su rugosidad sea importante, la variación del C_{pe} deberá modificarse, para lo cual se recomienda consultar a Ghiocel y Lungu (1975) y Sachs (1978). La estimación adecuada de la rugosidad es un parámetro fundamental en el diseño de silos, tanques, chimeneas y torres cilíndricas.

Las cargas que se especifican en el inciso 4.3.2.9 (**Tomo de Recomendaciones**) se aplican a silos aislados. En algunas situaciones, el agrupamiento de silos puede generar cargas por viento muy diferentes a las indicadas. El diseñador deberá pedir la realización de un estudio especializado en los casos en donde haya duda. Cuando no exista información, los silos agrupados con un espaciamiento entre sí mayor que dos diámetros pueden tratarse como si estuvieran aislados. Con el fin de calcular las cargas por viento, un grupo de silos con un espaciamiento entre ellos menor que 0.1 veces el diámetro, puede tratarse como una

www.elsolucionario.org

sola estructura, y pueden utilizarse las Tablas 4.3.1 a 4.3.3. Las cargas para espaciamientos intermedios pueden obtenerse en forma aproximada mediante una interpolación lineal. Los límites de espaciamiento provienen de pruebas realizadas por MacDonald *et al*. (1990).

4.3.2.10 Fuerzas en miembros individuales

Los coeficientes de arrastre o de empuje transversal para cuerpos con aristas rectas normalmente sólo dependen de la forma del cuerpo, y pueden extrapolarse para cualquier tamaño y velocidad del viento. Cuando las aristas están redondeadas, su coeficiente de fuerza es función del número de Reynolds. En los elementos prismáticos de sección rectangular, el coeficiente de arrastre depende esencialmente de la relación de aspecto, d/b; de aquí que se les trate con mayor detalle en el **Apéndice A**. Los valores proporcionados en dicho apéndice provienen de Delaney y Sorensen (1953), ESDU (1980), Cheung (1983) y SIA (1991).

4.3.2.10.1 Marcos abiertos aislados

La ecuación recomendada para este caso, proviene de los estudios realizados por Georgiou y Vickery (1979).

4.3.2.10.2 Marcos abiertos múltiples

Los factores especificados se derivaron del estudio correspondiente de Georgiou y Vickery (1979). La razón de solidez efectiva, ϕ_e, para miembros cuya sección transversal sea circular se derivó del trabajo de Whitbread (1979), en el que se llevaron a cabo experimentos para flujo crítico y supercrítico.

4.3.2.10.3 Torres de celosía aisladas

Algunas torres de celosía pueden afectarse de manera importante por su respuesta dinámica. Se recomienda revisar si los métodos de diseño basados en un comportamiento estático son aplicables. Las torres atirantadas presentan una respuesta dinámica cuando:

- La frecuencia del primer modo es menor que 1 Hz.
- Ocurren concentraciones significativas de masa combinadas con columnas relativamente esbeltas.
- Se añaden accesorios o instalaciones significativamente sensibles al viento (como antenas parabólicas, por ejemplo).
- Se ubican en zonas de gran concentración de hielo.

La Asociación Internacional de Cascarones y Estructuras Espaciales (IASSS, 1981) es una guía para determinar los parámetros deben ser considerados.

Estudios realizados sobre la respuesta dinámica de torres con celosía, han sido realizados por Bayar (1986), Holmes (1994), Holmes (1996a), Holmes (1996b), ESDU (1987) y AS 3995 (1994). Otros métodos detallados son presentados en BS 8100 (1986) y Tubemakers of Australia (1987).

Las torres con accesorios se tratan en el inciso 4.3.2.12 del **Tomo de Recomendaciones**.

4.3.2.11 Chimeneas y torres

En muchos códigos, los coeficientes de presión se proponen como función del número de Reynolds R_e y la rugosidad de la superficie, para secciones circulares y redondeadas en sus esquinas, véase Cheung (1983) y ESDU (1980).

Los coeficientes dados en la Tabla 4.3.22 (**Tomo de Recomendaciones**) para secciones circulares y redondeadas, se propusieron con base en pruebas de túnel de viento realizadas por Delaney y Sorensen (1953).

4.3.2.12 Torres de telecomunicaciones y accesorios

Se considera como accesorio de una torre, a los elementos que se encuentran sujetos a los elementos estructurales de la misma como la escalera de ascenso, la cama guía, los cables (de vida, de señal, de alimentación eléctrica, etc.), excluyendo a las antenas de cualquier tipo.

En el análisis de este tipo de estructuras es muy importante observar que cuando se tiene un gran número de accesorios sobre una cara, como es el caso de los cables, se obtendrá un incremento notable en los coeficientes de arrastre, y por consiguiente en las fuerzas sobre la torre.

En el caso de torres con accesorios, se supone que la fuerza de arrastre de estos accesorios se define con respecto a las áreas de referencia, A_a, y en la ecuación provista para ΔC_{at}, el coeficiente de arrastre del accesorio, C_{au}, se ajusta de acuerdo con la sección de la torre, A_z (nótese que tanto A_a como A_z son independientes de la dirección del viento).

Las expresiones para el factor de corrección por interferencia, K_{in}, son similares a las de la ESDU (1981) y permiten una reducción en la fuerza de arrastre efectiva cuando la torre protege al accesorio y viceversa; probablemente son más precisas en el caso en el que el accesorio está ubicado dentro de la torre, ya que ellas dependen del coeficiente de arrastre y de la solidez de la torre sin accesorios y no del arrastre y la solidez de los accesorios.

En algunos casos pueden obtenerse factores de interferencia mayores que la unidad. Esto se presenta dado que la velocidad del viento es mayor cerca de los accesorios, generando cargas mayores sobre una parte de la torre, Holmes *et al*. (1993b)

Con respecto a las antenas sujetadas a la torre, se proporcionan los parámetros a considerarse para el cálculo de las fuerzas tanto en antenas UHF, como en antenas de microondas, que en la rama de la telefonía celular son utilizadas con frecuencia. Los métodos de las recomendaciones dan valores razonables de las fuerzas de viento, aunque podrían surgir dudas acerca de antenas con diseños aerodinámicos nuevos, por lo cual se recomienda que para casos especiales se recurra al fabricante de la antena ya que deben proporcionar información o programas acerca del cálculo de las antenas que ellos diseñan.

Más información para el diseño de torres de telecomunicaciones se obtiene en ANSI/TIA-222-G-2005 (2006), ANSI/TIA-222-G-1 (2007) y CSA S37-01 (2006).

www.elsolucionario.org

REFERENCIAS

ACI 307-08, *"Specification for the design and construction of reinforced concrete chimneys"*, ACI Committee 307, U. S. A.

ANSI/TIA-222-G-1 (2007), *"Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures-Addendum 1"*, Telecommunications Industry Association, EIA, April.

ANSI/TIA-222-G-2005 (2006), *"Structural Standards for Antenna Supporting Structures and Antennas"*, Telecommunications Industry Association, EIA, August.

AS 3995-1994 (1994), *"Design of steel lattice towers and masts"*, Australian Standard.

AS/NZS 1170.2:2002 (2005), *"Structural design actions. Part 2: Wind actions*", Australian Standards and New Zealand Standards, April.

AS/NZS 1170.2 Supplement 1:2002 (2002), *"Structural design actions – Wind actions – Commentary"* (Supplement to AS/NZS 1170.2:2002), Standards Australia/Standards New Zealand.

ASCE/SEI 7-05 (2006), *"Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures",* ASCE Standard, American Society of Civil Engineers.

Bayar, D. C. (1986), *"Drag coefficients of latticed towers"*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, pp. 417-430.

BS 6399-2:1997 (2002), British Standard, *"Loading for buildings. Part 2: Code of practice for wind loads",* BSI 31, July.

BS 8100:Part 1 (1986), *"Lattice towers and masts, Part I. Code of practice for loading"*, British Standards Institution, London, England.

BS 4076 (1978), *"Specification for steel chimneys"*, British Standards Institution, London, England.

BS 8100:Part 2 (1986), *"Lattice towers and masts, Part 2. Guide to the background and use"*, British Standards Institution, London, England.

BS EN 1991-1-4 (2005), British Standard. Eurocode 1: *"Actions on structures. Part 1-4. General actions – Wind actions"*. European Committee for Standardization.

Cermak, J. E. (1986), *"Application of fluid mechanics to wind engineering"*, Freeman Scholar Lecture, J. of Fluids Eng., ASME, Vol. 97, No.1.

Cheung, C. K. (1983), *"Effect of turbulence on the aerodynamics and response of a circular structure in wind flow"*, Ph. D. Thesis. Monash University, Melbourne.

Cheung, J. C. K.; Holmes, J. D.; Melbourne, W. H. (1992), *"High Reynolds member wind tunnel measurements of pressures on a curved roof building"*, Proceedings of the 11th Australasian Fluids Mechanics Conference, University of Tasmania, Hobart.

CSA S37-01 (2006), *"Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures"*, Canadian Standards Association, Canada, (updated 2004, 2006).

Delaney, N. K.; Sorensen, N. E. (1953), *"Low-speed drag of cylinders of various shapes"*, Technical note 3038, National Advisory Committee for Aeronautics.

Designers' Guide to EN 1991-1-4 (2007), Eurocode 1: *"Actions on structures, general actions. Part 1-4: Wind actions"*, Thomas Telford Publishing.

Designers' Guide to EN 1990 (2002), Eurocode: *"Basis of structural design"*, Thomas Telford Publishing.

Diniz, S.; Simiu, E. (2005), *"Probabilistic description of wind effects and load factors for database – assisted design"*, J. Struct. Eng., 131, pp. 507 – 516.

DS 410 E:2004, *"Code of Practice for Loads for the Design of Structures",* Norm for last på konstruktioner. Danish Standards Association.

ESDU (1987), *"Calculation methods for along-wind loading, Part 2: Response of line-like structures to atmospheric turbulence"*, Data Item 87035, Engineering Sciences Data Unit, London, December (amended 1989).

ESDU (1981), *"Lattice Structures, Part 2, Mean fluid forces on tower like space frames"*; Data Item 81028, Engineering Sciences Data Unit, London, (revised 1988, 1993).

ESDU (1980), *"Mean forces, pressures and flow field velocities for circular cylindrical structures: single cylinder with two-dimensional flow"*, data item 80025, Eng. Science Data Unit (revised 1986).

Farquharson, F. B. (1958), *"Wind forces on structures subject to oscillation"*, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 84, No. ST4.

Fritz, W. P.; Benkiewicz, B.; Flamand, O.; Ho, E.; Letchford, C.; Cui, B. (2005), *"International comparison of wind tunnel estimates of wind effects on an industrial building model: Test-related uncertainties"*, Proc., 5th Int. Conf. on Structural safety and Reliability, G. Augusti and G. Schueller, eds., University "La Sapienza", Roma.

Georgiou, P. N.; Vickery, B. J. (1979), *"Wind loads on building frames"*, Proceedings, 5th Int. Conference on Wind Eng., Fort Collins, pp. 421-433.

Ghiocel, D.; Lungu, D. (1975), *"Wind, snow and temperature effects on structures based on probability"*, Abacus Press, Tunbridge Wells, Kent, England.

Gumley, S. J. (1981), *"Panel loading mean pressure study for canopy roofs"*, University of Oxford, Department of Eng. Science, OUEL Report 1380/81.

Gumley, S. J. (1984), *"A parametric study of extreme pressures for the static design of canopy structures*", J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 16, pp. 43-56.

Harris, G. M.; Crede, C. E. (1976), *"Shock and vibration handbook"*, McGraw-Hill Handbooks, New York, 2nd edition.

Holmes, J. D. (2007), *"Wind loading of structures"*, Taylor & Francis Group, U. S. A., 2nd edition.

Holmes, J. D. (1996a), *"Along-wind response of lattice towers, Part II: Aerodynamic damping and deflections"*, Eng. Structures, Vol. 18, pp. 483-488.

Holmes, J. D. (1996b), *"Along-wind response of lattice towers, Part III: Effective load distribution"*, Eng. Structures, Vol. 18, pp. 489-494.

Holmes, J. D. (1994), *"Along-wind response of lattice towers, Part I: Derivation of expressions for gust response factors"*, Eng. Structures, Vol. 16, pp. 287-292.

Holmes, J. D.; Paterson, D. A. (1993a), *"Mean wind pressures on arch-roof buildings by computation"*, Proceedings of the 2nd Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and its Applications, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 40, Elsevier, London.

www.elsolucionario.org

Holmes, J. D.; Banks, R. W.; Roberts, G. (1993b), *"Drag and aerodynamic interference on microwave dish antenna, and their supporting towers"*, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 50, pp. 263-269.

Holmes, J. D. (1987), *"Wind loading of multi-span buildings",* First Structural Engineering Conference, Melbourne, Australia, 26-28 August.

Holmes, J. D. (1986), *"Pressure and drag on surface-mounted rectangular plates and walls"*, 9th Australian Fluid Mechanics Conference, Auckland, Australia.

Holmes, J. D. (1979), *"Mean and fluctuating internal pressures induced by wind"*, Proc. 5th Int. Conference on Wind Eng., Fort Collins, Colorado, U. S. A., pp. 435-450.

IASSS (1981), *"Recommendations for Guyed Masts"*, Working Party No. 4, International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid.

ISO 4354:1997(E), "*Wind actions on structures"*, International Organization for Standardization, Switzerland.

Johnson, G. L.; Surry, D.; NG, W. K. (1985), *"Turbulent wind loads on arch-roof structures: a review of model and full-scale results, and the effect of Reynolds number"*, Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Wind Engineering, Lubbock, Texas, U. S. A., pp 6-8, November.

Letchford, C. W. (1985), *"Wind loads on free standing walls"*, Department of Engineering Science, Oxford University, OUEL Report 1599/85.

MacDonald, P. A.; Kwok, K. C. S.; Holmes, J. D. (1988), *"Wind loads on storage bins, silos and tanks I, point pressure measurements on isolated structures"*, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 31, pp.165-188.

MacDonald, P. A.; Holmes, J. D.; Kwok, K. C. S. (1990), *"Wind loads on circular storage bins, silos and tanks. II. Effect of grouping"*, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 34, pp. 77-95.

Metal Building Manufacturers Association (2006), *"Metal building systems manual"*, Design practices code of standard practice guide specifications nomenclature, U. S. A.

National Research Council of Canada (2005), *"National Building Code of Canada"*, Canadian Commission on Building and Fire Codes.

NG, W. K. (1983), *"The external and internal pressures induced under the turbulent wind action on arch-roof structures"*, M. Eng. Sc. Thesis, Faculty of Engineering Science, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, April.

NS 3491-4 (2002), *"Prosjektering av konstruksjoner. Dimensjonerende laster. Del 4: Vindlaster"*, Norsk Standard, Språk:Norsk.

Robertson, A. P.; Hoxey, R. P.; Moran, P. (1985), *"A full scale study of wind loads on agricultural canopy structures and proposal for design"*, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Volume 21, pp. 167-205.

Rodríguez Cuevas, N. (1983), *"Acción del viento en silos metálicos para almacenamiento de granos"*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

Sabransky, I. J. (1984), *"Wind pressure distribution on cylindrical storage silos"*, M. Eng. Sc. Thesis, Monash University.

Sachs, P. (1978), *"Wind forces in engineering"*, Pergamon Press, England.

Sadek, F.; Simiu, E. (2002), *"Peak non-Gaussian wind effects for database – assisted low rise building design"*, J. Eng. Mech., 128(5), pp. 530-539.

SIA (1991), *"Technische Normen Nr 160"*, Normen fur die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Uberwachung der Bauten, Zurich, Switzerland, English version.

Simiu, E.; Miyata, T. (2006), *"Design of Buildings and Bridges for Wind: A practical Guide for ASCE-7 Standard. Users and Designers of Special Structures"*, John Wiley and Sons, Inc., Hoboken, N. J.

Simiu, E.; Scanlan, R. H. (1996), *"Wind effects on structures: an introduction to wind engineering"*, John Wiley & Sons, New York, 3rd. Edition.

Tieleman, H. W.; Elsayed, M. A. K.; Hajj, M. R. (2006), *"Peak wind load comparison: Theoretical estimates and ASCE 7"*, J. of Structural Eng, Vol. 132, No. 7, pp. 1150-1157.

Tubemakers of Australia (1987), "*Wind forces on tubular structures - Design Manual"*, August.

Uniform Building Code (1997), Volume 2, *"Structural Engineering Design"*, Provisions. International Conference of Building Office, U. S. A.

User's Guide – NBC (2005), *"Structural Commentaries",* (Part 4 Division B), Canadian Commission on Building and Fire Code, National Research Council Canada.

Whitbread, R. E. (1979*), "The influence of shielding on the wind forces experienced by arrays of lattice frames"*, Proceedings, 5th International Conference on Wind Engineering, Fort Collins, pp. 417-430.

www.elsolucionario.org

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO

NOMENCLATURA

B^2	Factor de la respuesta de fondo, adimensional.
b	Dimensión que representa el ancho de la estructura, en m.
b	Ancho promedio de la torre, en m.
$\bar{b}$	Coeficiente para obtener el factor de exposición, adimensional.
b_0	Ancho de la base de la estructura, en m.
b_h	Ancho de la estructura a la altura h, en m.
C_p	Coeficiente de fuerza o de arrastre, adimensional.
f_1	Frecuencia fundamental, en Hz.
FRD	Factor de respuesta dinámica, adimensional.
F_{AD}	Factor de amplificación dinámica, adimensional.
F_{eq}	Fuerza dinámica equivalente, en N.
F'_{rz}	Factor de exposición para la velocidad media, adimensional.
g	Factor pico de la variable.
$g(t_1/t_2)$	Factor de ráfaga entre velocidades promediadas sobre lapsos de t_1 y t_2, adimensional.
h	Dimensión que representa la altura total de la estructura, en m.
I_v(z)	Intensidad de la turbulencia, evaluada a la altura z, adimensional.
m(z)	Masa de la estructura por unidad de longitud, en kg/m.
m_e	Masa modal equivalente por unidad de longitud, en kg.
m_{total}	Masa total de la estructura, en kg.
m_r	Masa generalizada en la dirección longitudinal del viento, en kg.
n_1	Frecuencia fundamental de la estructura, en Hz.

n_1^m	Frecuencia fundamental modificada por masa concentrada, en Hz.
p_z	Presión actuante sobre la estructura, evaluada a la altura z, en Pa.
q_z	Presión dinámica base evaluada a la altura z, en Pa.
R^2	Factor de respuesta en resonancia, adimensional.
$\bar{v}$	Velocidad media del viento.
$V_{\text{crít}}$	Velocidad crítica de aparición de vórtices periódicos, en m/s.
V'_D	Velocidad media de diseño, en m/s.
V_R	Velocidad regional de ráfaga, en km/h.
V'_R	Velocidad regional de ráfaga, en m/s.
w	Peso total de la estructura, en kg.
w_1	Peso total de la torre modificado.
w_2	Peso de la torre y los accesorios colocados arriba del 5% de la altura de la torre.
$\hat{x}$	Respuesta máxima o respuesta pico esperada.
$\bar{x}$	Respuesta media.
$Y_{F,\text{máx}}$	Máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, en m.
z	Altura sobre el nivel del terreno natural, a la que se desea conocer la velocidad de diseño, en m.

Símbolos griegos

α'	Exponente de la variación de la velocidad con la altura, adimensional.
λ_m	Exponente que determina la variación de la forma modal con la altura, adimensional.
σ_x	Desviación estándar de la respuesta.
$\Phi_1(z)$	Forma modal fundamental, adimensional.

4.4.1 LIMITACIONES

Este procedimiento permite evaluar las cargas por viento considerando la respuesta amplificada por la interacción dinámica entre el flujo del viento y la estructura, particularmente de aquellas estructuras altas y esbeltas con amortiguamiento bajo.

Para determinar los efectos del viento utilizando el método dinámico debe tomarse en cuenta las características tanto de la turbulencia en el aire para el sitio de interés, que a su vez, está en función de la altura sobre el nivel del suelo y de la rugosidad de la superficie del terreno circundante, como las de la construcción, tales como altura, ancho, frecuencia natural de vibración y amortiguamiento.

A partir de diversos estudios experimentales, se ha establecido que una estructura dinámicamente sensible al viento, será la que tenga un periodo natural mayor que 1.0 s. Este tipo de estructuras presentan una contribución importante en la respuesta dinámica resonante. Asimismo se ha planteado y observado que la respuesta máxima o pico de la estructura, paralela al flujo del viento, puede descomponerse en dos componentes, una llamada respuesta de fondo, debida al flujo medio del viento, y otra llamada respuesta resonante, debida a las fluctuaciones del viento causadas por la turbulencia en el flujo y a las propiedades aerodinámicas de la estructura.

Davenport (1967) planteó que la respuesta máxima esperada de una estructura de comportamiento lineal, cuya deformación es cercana a la del modo natural de flexión, puede expresarse como:

$$\hat{x} = \bar{x} + g\,\sigma_x \qquad (4.4.1)$$

en donde:

$\hat{x}$ es la respuesta máxima o respuesta pico esperada,

$\bar{x}$ la respuesta media,

σ_x la desviación estándar de la respuesta, y

g el factor pico de la variable.

www.elsolucionario.org

Las unidades de estos parámetros serán función del efecto que se esté estudiando, ya sea la velocidad, el desplazamiento o la fuerza.

Davenport (1967) establece que el *Factor de Respuesta Dinámica (FRD)* puede definirse como la relación entre la respuesta máxima esperada (desplazamiento o fuerza) de la estructura en un periodo de tiempo definido (por ejemplo 10 minutos o 1 hora), y la respuesta media en el mismo periodo de tiempo. Esto es válido para vientos estacionarios o cuasi-estacionarios como los generados por vientos fuertes en zonas templadas o de ciclones tropicales, pero no por tornados o vientos instantáneos ("downburst"). Por tanto, el FRD puede expresarse en términos de la variable de presión, x, o de velocidad, v, como:

$$FRD = \frac{\hat{x}}{\bar{x}} = 1 + g\frac{\sigma_x}{\bar{x}} = 1 + 2g\frac{\sigma_v}{\bar{v}}\sqrt{B^2 + R^2} \qquad (4.4.2)$$

en donde:

$\bar{v}$ es la velocidad media del viento,

B^2 representa la respuesta de fondo, y

R^2 la respuesta resonante.

De manera gráfica estos componentes se representan en la Figura 4.4.1.

Esto es un enfoque aproximado de la respuesta estructural y los componentes son estimados adecuadamente para ciertos tipos de estructuras (Holmes, 2007). Los dos componentes dependerán del tipo de estructura que se trate, como se verá más adelante.

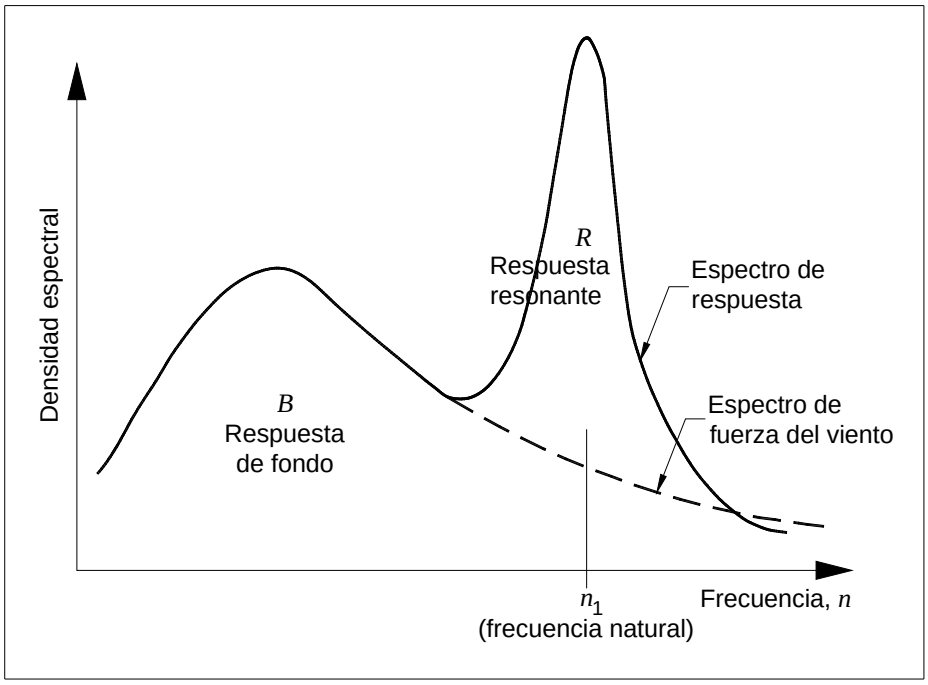


Figura 4.4.1 Componentes de la respuesta, la respuesta de fondo *B* y la resonante *R*.

4.4.2 DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD MEDIA, V'_D

Dado que la formulación de la respuesta dinámica se ha planteado por diversos códigos internacionales en términos de la velocidad asociada a un tiempo de promediación de diez minutos, los efectos de la interacción dinámica entre el flujo del viento y una estructura se evalúan a partir de la velocidad media de diseño, V'_D (en m/s). Por simplicidad práctica, se presenta la expresión (4.4.1) del **Tomo de Recomendaciones**, la cual transforma la velocidad regional de ráfaga, V_R, en la velocidad de diseño con tiempo de promediación de diez minutos, V'_D. El factor donde se realiza esta transformación está dado por el factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz}, que a continuación se presenta.

4.4.2.1 Factor de exposición para la velocidad media, F'_{rz}

En este inciso se considera que el factor que establece la variación de la velocidad media del viento con la altura z, en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, es F'_{rz}, el cual permite obtener la velocidad de diseño para un tiempo de promediación de diez minutos. La velocidad regional de ráfaga, V_R, puede transformarse

a dicho lapso de promediación a través del factor de ráfaga, g, como se indica en la expresión siguiente:

$$V_R' = g\left(\frac{600\ \text{s}}{3\ \text{s}}\right)V_R \qquad (4.4.3)$$

El factor de ráfaga puede determinarse a partir de la Figura 4.2.2 que se presenta en el inciso 4.2.1 de este mismo **Tomo de Comentarios**. Este factor de ráfaga se determina a los 10 m de altura. De esta figura se obtiene:

$$g\left(\frac{3\ \text{s}}{3600\ \text{s}}\right) = 1.51 \qquad y \qquad g\left(\frac{600\ \text{s}}{3600\ \text{s}}\right) = 1.06 \qquad (4.4.4)$$

de donde:

$$g\left(\frac{600\ \text{s}}{3\ \text{s}}\right) = \frac{1.06}{1.51} = 0.702$$

Por tanto, el factor de exposición para velocidades medias de diez minutos quedaría como sigue:

$$F'_{rz} = 0.702\,\bar{b}\left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha'}$$

en donde las constantes $\bar{b}$ y α' están asociadas también al tiempo de promediación de interés. Los valores de estas constantes se dan en la Tabla 4.4.1 del **Tomo de Recomendaciones** y fueron obtenidos a partir de un ajuste por mínimos cuadrados, de la relación propuesta por el código europeo BS EN 1991-1-4 (2005), sobre la variación de la velocidad con la altura.

4.4.3 PRESIÓN ACTUANTE SOBRE ESTRUCTURAS, p_z

La presión actuante, considerando los efectos dinámicos, puede expresarse como:

$$p_z = C_p\, q_z\, (FRD) \qquad (4.4.5)$$

www.elsolucionario.org

en donde FRD es un factor de respuesta dinámica y las variables p_z, C_p y q_z se definen en el inciso 4.4.3 del **Tomo de Recomendaciones**.

Dado que en esta definición, el valor de la presión dinámica de base, q_z, está en función de las velocidades regionales de ráfaga, es necesario transformarla a velocidades medias de diez minutos y considerar su fluctuación en la respuesta dinámica.

Las últimas investigaciones y códigos internacionales transforman esta presión, q_z, en efectos medios de diez minutos, dividiéndola entre el factor:

$$[1 + 7\, I_v\,(z)] \tag{4.4.6}$$

en donde I_v (z) es el índice de turbulencia del viento en un sitio. De esta manera, la presión actuante queda como:

$$p_z = C_p \frac{q_z}{[1+7I_v\,(z)]}(FRD) \tag{4.4.7}$$

Por facilidad práctica, el numerador de la ecuación anterior se ha introducido dentro de un Factor de Amplificación Dinámica, F_{AD}, quedando:

$$p_z = C_p\, q_z \frac{(FRD)}{[1+7I_v\,(z)]} = C_p\, q_z\, (F_{AD}) \tag{4.4.8}$$

En los siguientes incisos se define el F_{AD} para diferentes tipos de estructuras. El F_{AD} deberá aplicarse solamente a las presiones de barlovento y sotavento para estructuras cerradas, considerando las presiones internas sobre estas superficies.

4.4.4 FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA ESTRUCTURAS PRISMÁTICAS Y CILÍNDRICAS

La fuerza dinámica estáticamente equivalente, es aquélla que produce los efectos máximos o efectos pico esperados en la respuesta estructural, tales como momentos, fuerzas axiales o desplazamientos.

La respuesta máxima es generada por la carga fluctuante del viento y, como se indicó en el inciso 4.4.1 anterior, puede evaluarse a partir de tres componentes:

a) Efecto medio del viento

b) Respuesta fluctuante cuasi-estática o de fondo o sub-resonante

c) Respuesta resonante

El componente de fondo depende de los efectos de la carga y sus fluctuaciones sobre las superficies de la estructura. Asimismo, este componente cuasi-estático es causado por ráfagas con frecuencias tan bajas como para excitar cualquier respuesta resonante de la estructura (véase la Figura 4.4.1).

El componente resonante comprende una fuerza inercial debida a la distribución de masa de la estructura y su frecuencia natural de vibración.

El factor de respuesta dinámica en la ecuación (4.4.8) de este **Tomo de Comentarios**, puede definirse como la relación entre la máxima respuesta que incluye los efectos de fondo y resonancia y aquélla que ignora ambos efectos. El denominador de esta relación es de hecho la respuesta calculada empleando los métodos “estáticos” en diversos códigos internacionales (Holmes, 2007).

Para fines de este manual, este factor de respuesta dinámica se ha denominado simplemente Factor de Amplificación Dinámica (F_{AD}). Este factor depende de manera importante de las propiedades dinámicas de los diferentes tipos de estructuras, por lo que en lo que sigue se hará mención de este factor aduciendo a los diferentes tipos de estructuras tratadas en el **Tomo de Recomendaciones**.

4.4.4.1 Factor de amplificación dinámica para estructuras prismáticas

El factor de amplificación dinámica recomendado, proviene de los estudios realizados por Solari (1983a, b y c), y considera principalmente que la estructura tiene una masa uniformemente distribuida con respuesta predominante en su modo fundamental de vibración lineal en flexión. Para el caso de vigas horizontales se empleará el F_{AD} para estructuras cilíndricas, pero considerando su frecuencia y modo naturales de vibración horizontales. Este caso no aplica a puentes para lo cual deberá consultarse un experto en la materia.

4.4.4.2 Factor de amplificación dinámica para estructuras cilíndricas

En este caso las expresiones propuestas por Solari (1983a, b y c), consideran también que la estructura tiene una masa uniformemente distribuida pero considerando su modo fundamental de vibración parabólico en flexión.

Comentarios adicionales sobre los efectos por vibración transversal y por torsión en edificios

Los edificios sensibles a la turbulencia del viento, deben verificarse ante los efectos longitudinales, transversales y de torsión, producidos por el viento. En la Figura 4.4.2, se muestra la definición de los tres efectos anteriores.

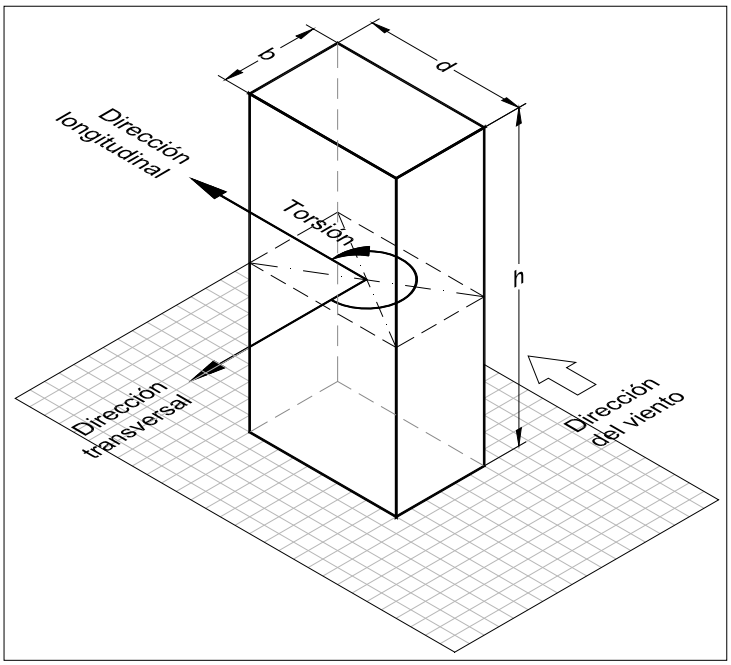


Figura 4.4.2 Definición de los efectos del viento sobre un edificio.

Las vibraciones transversales al flujo del viento como las debidas a torsión, son producidas principalmente por los vórtices en sotavento; esas vibraciones son pequeñas para edificios con poca altura, sin embargo, conforme se incrementa la relación de esbeltez, se generan vórtices con la altura, incrementando las fuerzas del viento por torsión y transversales a la dirección del viento. En general, la respuesta en la dirección transversal y en torsión, dependen del incremento de la velocidad más que de la respuesta longitudinal, por lo que, para altas velocidades de viento, la respuesta transversal puede ser mayor que la longitudinal. Es deseable estimar la respuesta

www.elsolucionario.org

transversal y por torsión en edificios con bajo amortiguamiento y poco peso. Además, en edificios bajos con baja rigidez torsional o edificios con grandes excentricidades cuyas frecuencias naturales en traslación y torsión, están próximas una de otra, también es deseable estimar las cargas del viento que producen torsión.

Existe una gran cantidad de referencias sobre el tema, entre ellas están: Tallin y Ellingwood, 1985; Boggs *et al*., 2000; Kijewski y Kareem, 1998; McNamara y Huang, 2002; Xie e Irwin, 1998; Kareem, 1985; Cheng *et al.* 2002; Shuguo *et al*., 2002; Young-Moon y Ki-Pyo, 2002; Katagiri *et al*., 2002; Thepmongkorn *et al*., 2002; Katsumura *et al*., 2001; Tamura *et al*., 1999; Tamura *et al*., 1996, Gu y Quan, 2004.

En el código japonés AIJ (2005) se plantea un procedimiento para estimar la carga de viento debido a los efectos por torsión; puede aplicarse a edificios bajo ciertas condiciones. Sin embargo, el estado del arte plantea aún muchas incógnitas para estimar adecuadamente la respuesta a torsión.

4.4.5 FUERZA DINÁMICA EQUIVALENTE EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO, F_{eq}, PARA TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS

4.4.5.1 Factor de amplificación dinámico para torres de celosías autosoportadas

En esta sección se presenta el procedimiento para el cálculo del factor de amplificación para estructuras tipo celosía, apoyadas directamente sobre el terreno, y cuyos miembros tienen una sección pequeña en comparación con el ancho de la estructura. Este factor es recomendado por el código japonés AIJ (2005).

En este procedimiento se supone que la forma modal fundamental está dada por la ecuación, $\Phi_1(z) = (z/h)^{\lambda_m}$ en donde se desprecian los modos superiores de vibración.

La masa generalizada se calcula entonces con:

$$m_r = \int_0^h m(z)\,\Phi_1^2(z)\,dz \qquad (4.4.9)$$

Si la variación de la forma modal con la altura se toma como:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^{\lambda_m} \tag{4.4.10}$$

entonces:

$$m_r = \int_0^h m(z)\left(\frac{z}{h}\right)^{2\lambda_m} dz \tag{4.4.11}$$

Si la masa por unidad de altura de la torre, m(z), es constante en la altura:

$$m_r = m(z)\left(\frac{1}{h}\right)^{2\lambda_m}\left[\frac{z^{2\lambda_m+1}}{2\lambda_m+1}\right]_0^h = m(z)\left(\frac{1}{h}\right)^{2\lambda_m}\left[\frac{h^{2\lambda_m+1}}{2\lambda_m+1}\right] = \frac{m(z)\,h}{2\lambda_m+1} = \frac{m_{\text{total}}}{2\lambda_m+1} \tag{4.4.12}$$

El coeficiente λ_m puede calcularse de un ajuste por mínimos cuadrados de la forma modal de interés, a partir de un modelo de análisis discreto.

Para el cálculo de la frecuencia de vibrar de la torre deben contemplarse la masa concentrada de los discos de las antenas y la masa debida a todos los accesorios colocados en ella.

Para estimar en forma aproximada la frecuencia fundamental, f_1, en Hz, de una torre autosoportada de celosía, puede usarse la relación (Madugula, 2002):

$$f_1 = \frac{1500\,b}{h^2} \tag{4.4.13}$$

en donde:

b es el ancho promedio de la torre, $b = (b_h + b_0)/2$, en m, y

h la altura total de la torre, en m.

Si existe una masa concentrada en la estructura, debido a los discos de las antenas, la frecuencia fundamental modificada, n_1^m (Hz), puede calcularse con:

$$n_1^m = n_1\sqrt{\frac{w_1}{w_1+w_2}} \tag{4.4.14}$$

$$w_1 = w\left[\left(\frac{b}{b_0}\right)^2 + 0.15\right] \qquad (4.4.15)$$

en donde:

w es el peso total de la torre, incluyendo todos los accesorios,

w_2 el peso de la torre y los accesorios colocados arriba del 5% de la altura de la torre, y

b_0 el ancho de la base de la torre, en m.

4.4.6 RESPUESTA DINÁMICA DE CUBIERTAS DEFORMABLES CON FORMA CÓNICA

Actualmente existe un gran número de diversa formas arquitectónicas de cubiertas tensadas formadas por membranas, las hay con forma cónica, hiperbólica, arcos, paraguas, entre otras (Lewis, 2003). Su diseño geométrico y su comportamiento estático, se puede encontrar en diversas referencias como en Huntington (2004), Lewis (2003) y Buchholdt (1999). Sin embargo, su comportamiento dinámico es complejo. Para este tipo de estructuras se sugiere realizar un análisis dinámico no lineal geométrico, paso a paso en el tiempo, con historias de velocidades de ráfagas simuladas.

El presfuerzo inicial de la membrana afecta la forma de la cubierta y tiene un importante efecto en el comportamiento dinámico de este tipo de estructuras. Sin embargo, la relación altura a claro que cubre la membrana tiene muy poca influencia en la respuesta dinámica. Los valores de los coeficientes adimensionales que se sugieren para el cálculo de los desplazamientos y los esfuerzos en cubiertas con forma cónica, están tomados de Chen *et al*. (2005), y fueron obtenidos en pruebas de túneles de viento. Para otras formas de cubiertas, los coeficientes dinámicos se pueden encontrar en Chen *et al*. (2006).

Existen técnicas numéricas que permiten cuantificar los efectos dinámicos del viento en cubiertas de membrana tensadas (Rank *et al*., 2003), sin embargo, son para casos particulares. Por ello se recomienda que los efectos dinámicos se cuantifiquen en

www.elsolucionario.org

pruebas experimentales en túnel de viento con modelos analíticos bajo la supervisión de un experto en la materia.

4.4.7 FUERZAS EQUIVALENTES PERPENDICULARES A LA DIRECCIÓN DEL VIENTO. EFECTO DE VÓRTICES PERIÓDICOS.

El desprendimiento de vórtices ocurre cuando éstos se separan alternativamente en los lados opuestos de la estructura. Esto produce fluctuaciones de la carga perpendicular a la dirección del viento. Pueden ocurrir vibraciones estructurales importantes de resonancia si la frecuencia del desprendimiento de vórtices es la misma que la frecuencia transversal de la estructura. Esta condición se presenta cuando la velocidad del viento es igual a la velocidad crítica de aparición de vórtices, $V_{\text{crít}}$. Normalmente, esta velocidad crítica se presenta con cierta frecuencia por lo que puede producir fatiga del material, por ello, es importante el número de ciclos de carga a la que pueda ser expuesta la estructura.

La respuesta inducida por el desprendimiento de vórtices está compuesta de una respuesta de banda ancha que puede ocurrir cuando la estructura se mueve o no, y una respuesta de banda angosta originada por el movimiento inducido por la carga de viento.

La respuesta de banda ancha es normalmente más importante en estructuras de concreto reforzado y en estructuras de acero pesadas. La respuesta de banda angosta es normalmente más importante en estructuras ligeras de acero.

Se recomienda tomar en cuenta para el cálculo de las condiciones de servicio en algunas estructuras, el número de veces que se excede el efecto del viento de diseño durante un periodo de 50 años, particularmente aquéllas afectadas por fatiga acumulada con esfuerzos de otras fuentes de carga. Por ello, será necesario el cálculo del número de veces que se excede un cierto nivel de efecto del viento. Para este cálculo puede consultarse Holmes (2007) y BS EN 1991-1-4:2005.

4.4.7.1 Velocidad crítica de vórtices periódicos, $V_{\text{crít}}$

Los valores recomendados fueron adoptados a partir de BS EN 1991-1-4:2005.

4.4.7.2 Fuerzas debidas al desprendimiento de vórtices periódicos

La expresión recomendada fue adoptada a partir BS EN 1991-1-4:2005.

4.4.7.3 Máximo desplazamiento transversal al flujo del viento, $Y_{F,\text{máx}}$

Existen dos métodos para calcular la amplitud máxima de la estructura en la dirección transversal al flujo del viento, $Y_{F,\text{máx}}$ (véase BS EN 1991-1-4:2005). No es posible comparar los resultados de ambos métodos ya que provienen de hacer hipótesis diferentes, tampoco es posible combinar ambos métodos.

El segundo método es el que se ha recomendado para el cálculo de desplazamientos transversales debidos a la vibración en esa dirección, ya que se realizaron diferentes comparaciones de ejemplos, resultando ser éste el más racional. Este método no puede aplicarse en grupos en línea o en cilindros acoplados.

Algunas simplificaciones para el cálculo de la masa equivalente para casos particulares, son presentadas a continuación.

En este caso, la masa equivalente por unidad de longitud, m_e, del modo fundamental de la estructura está dada por:

$$m_e = \frac{\int_0^{\text{h}} m(\text{z})\,\Phi_1^2(\text{z})\,\text{dz}}{\int_0^{\text{h}} \Phi_1^2(\text{z})\,\text{dz}} = \frac{m_r}{\int_0^{\text{h}} \Phi_1^2(\text{z})\,\text{dz}} \qquad (4.4.16)$$

en donde:

m(z) es la masa por unidad de longitud, en kg/m,

h la altura o longitud del claro de la estructura o del elemento estructural en modo fundamental, y

m_r la masa generalizada de la estructura.

Para estructuras en voladizo con variación de su masa, m_e puede aproximarse con el valor promedio de m sobre el tercio superior de la estructura, h_3, (Figura 4.4.3).

La masa generalizada se evalúa con la integral:

$$m_r = \int_0^h m(z)\,\Phi_1^2(z)\,dz \tag{4.4.17}$$

Si la forma modal es lineal con la altura, $\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)$, entonces:

$$m_r = \int_0^h m(z)\left(\frac{z}{h}\right)^2 dz \tag{4.4.18}$$

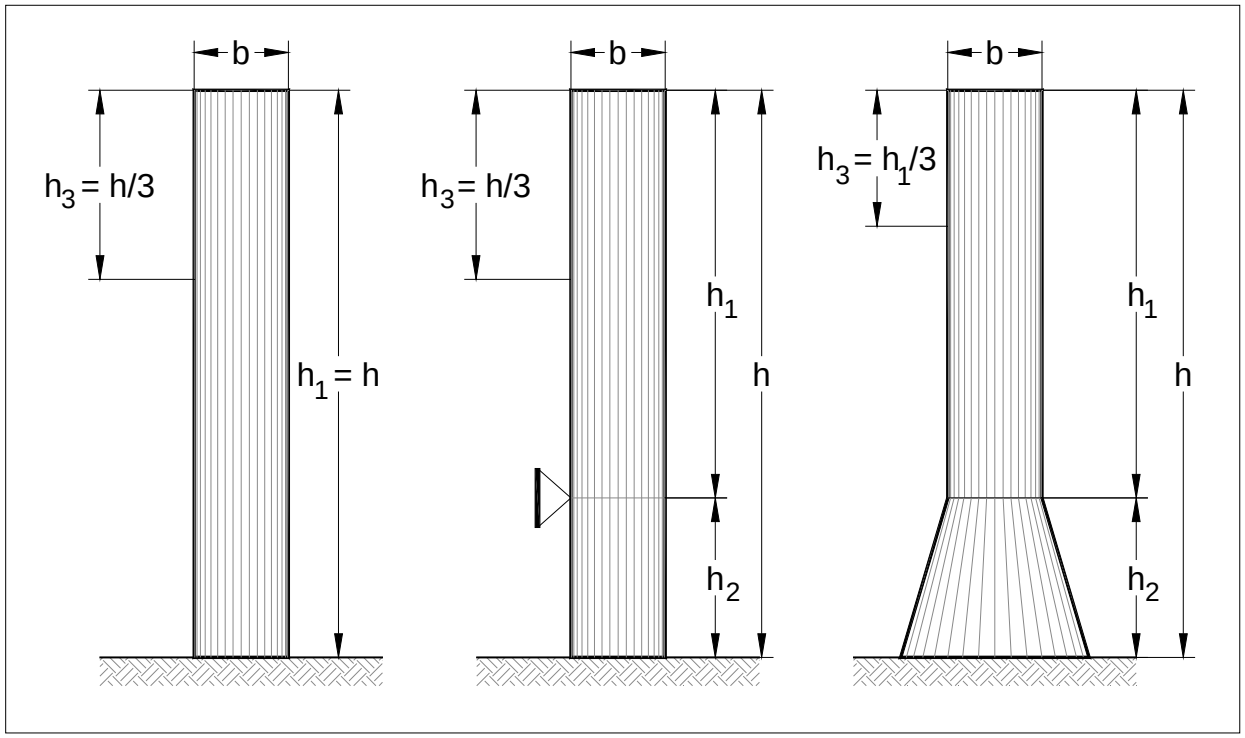


Figura 4.4.3 Parámetros geométricos para chimeneas.

Si la masa por unidad de altura del edificio, $m(z)$, es constante en la altura:

$$m_r = m(z)\int_0^h \left(\frac{z}{h}\right)^2 dz = m(z)\left[\frac{z^3}{3h^2}\right]_0^h = m(z)\left[\frac{h^3}{3h^2}\right] = \frac{m(z)\,h}{3} = \frac{m_{total}}{3} \tag{4.4.19}$$

Para el caso en el que la forma modal sea:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^2 \tag{4.4.20}$$

entonces:

www.elsolucionario.org

$$m_r = \int_0^h m(z)\left(\frac{z}{h}\right)^4 dz \tag{4.4.21}$$

Si la masa por unidad de altura del edificio, $m(z)$, es constante en la altura:

$$m_r = m(z)\int_0^h \left(\frac{z}{h}\right)^4 dz = m(z)\left[\frac{z^5}{5h^4}\right]_0^h = m(z)\left[\frac{h^5}{5h^4}\right] = \frac{m(z)\,h}{5} = \frac{m_{total}}{5} \tag{4.4.22}$$

Para el caso en que la forma modal sea:

$$\Phi_1(z) = \text{sen}\left(\frac{\pi z}{2h}\right) \tag{4.4.23}$$

La evaluación de la integral, que representa la masa generalizada se obtiene como:

$$m_r = \int_0^h m(z)\Phi_1^2(z)\,dz = \int_0^h m(z)\,\text{sen}^2\left(\frac{\pi z}{2h}\right)dz \tag{4.4.24}$$

quedando:

$$m_r = m(z)\int_0^h \frac{1}{2}\left[1-\cos\left(\frac{\pi z}{h}\right)\right]dz = m(z)\left[\frac{z}{2} - \frac{h}{2\pi}\text{sen}\left(\frac{\pi z}{h}\right)\right]_0^h \tag{4.4.25}$$

$$m_r = \frac{m(z)\,h}{2} = \frac{m_{total}}{2} \tag{4.4.26}$$

Para el caso de una chimenea es aceptable suponer:

$$\Phi_1(z) = 1-\cos\left(\frac{\pi z}{2h}\right) \tag{4.4.27}$$

La masa equivalente es:

$$m_r = m(z)\int_0^h \left[1-2\cos\left(\frac{\pi z}{2h}\right) + \frac{1}{2}\left(1-2\cos\left(\frac{\pi z}{h}\right)\right)\right]dz \tag{4.4.28}$$

$$m_r = m(z)\left[z - \frac{4h}{\pi}\operatorname{sen}\left(\frac{\pi z}{2h}\right) + \frac{1}{2}\left(z + \frac{h}{\pi}\operatorname{sen}\left(\frac{\pi z}{h}\right)\right)\right]_0^h \tag{4.4.29}$$

$$m_r = m(z)\left(\frac{3h}{2} - \frac{4h}{\pi}\right) \approx m_{\text{total}}(0.227) \approx \frac{m_{\text{total}}}{4} \tag{4.4.30}$$

La forma modal fundamental a flexión, $\Phi_1(z)$, para edificios, torres y chimeneas empotradas en la cimentación, puede calcularse con:

$$\Phi_1(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^{\lambda_m} \tag{4.4.31}$$

en donde los valores usuales de λ_m son: $\lambda_m = 0.6$ para marcos esbeltos sin muros de carga; $\lambda_m = 1.0$ para edificios estructurados en forma de tubo, con muros centrales y columnas periféricas o columnas esbeltas y contraventeos; $\lambda_m = 1.5$ para edificios esbeltos empotrados en la cimentación estructurados por medio de muros de cortante centrales; $\lambda_m = 2.0$ para torres autosoportadas y chimeneas y $\lambda_m = 2.5$ para torres de acero formadas por celosías. También λ_m puede obtenerse de un ajuste de mínimos cuadrados de la forma modal de un modelo de análisis discreto.

4.4.7.4 Recomendaciones para disminuir las vibraciones debidas al desprendimiento de vórtices periódicos

Para evitar la formación de vórtices en estructuras cilíndricas se recomienda el uso de barras o "spoilers" colocadas sobre el tercio superior de la construcción y sujetadas en forma continua y en espiral a la superficie exterior del cilindro. Si se utilizan tubos, su diámetro deberá ser igual a la vigésima parte del diámetro del cilindro y, si son placas metálicas, éstas deberán sobresalir de la superficie del cilindro una décima parte del diámetro de éste. El espesor del tubo o placa debe ser cuando menos de 10 mm (3/8 de pulgada). En ambos casos, se colocarán tres espirales distantes ciento veinte grados entre sí (véase la Figura 4.4.4); el paso entre cada hélice será de cinco veces el diámetro de la chimenea por vuelta.

Otras soluciones que pueden tomarse para evitar los vórtices son:

1) Cambiar el diámetro del cilindro para modificar su periodo natural,
2) aumentar el momento de inercia incrementando el espesor de los cilindros huecos,
3) modificar el amortiguamiento de la estructura mediante otros sistemas de amortiguamiento,
4) cambiar de la forma cilíndrica a la troncocónica, y
5) utilizar retenidas o riostras.

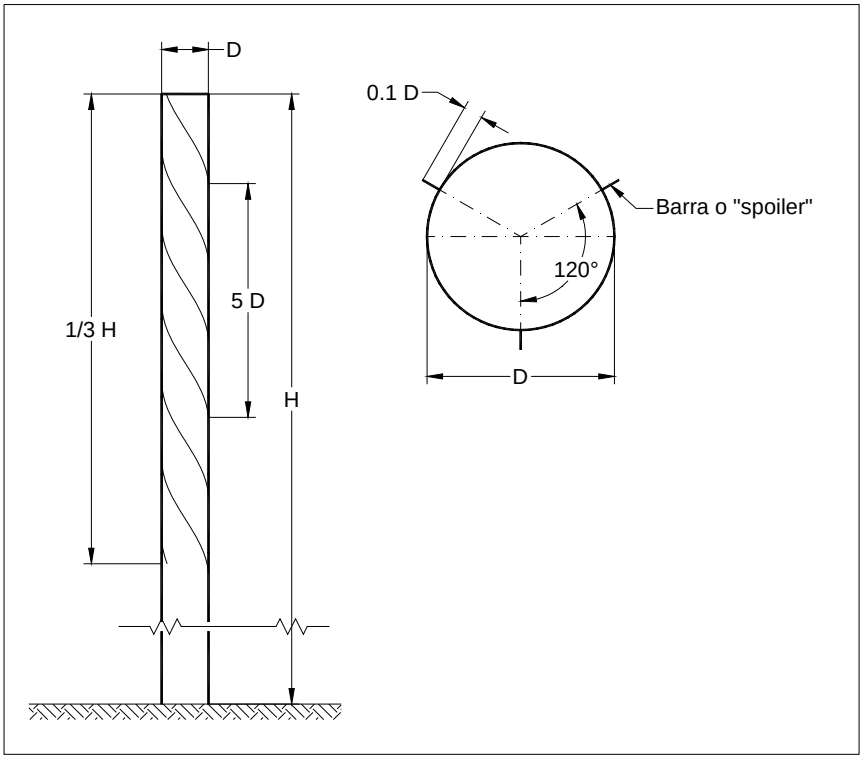


Figura 4.4.4 Disposición de barras o “spoilers”.

Otro aspecto que requiere atención en el proceso de diseño, es el caso de construcciones cilíndricas huecas, tales como chimeneas de acero de pared delgada, donde puedan presentarse vibraciones locales conocidas como efectos de ovalización de la sección transversal, lo cual se esquematiza en la Figura 4.4.5.

Este problema se elimina al diseñarse anillos rigidizantes o atiesadores, ubicados en el tope de la chimenea y en secciones críticas. Para su diseño puede recurrirse a códigos específicos tales como el CICIND (1999).

www.elsolucionario.org

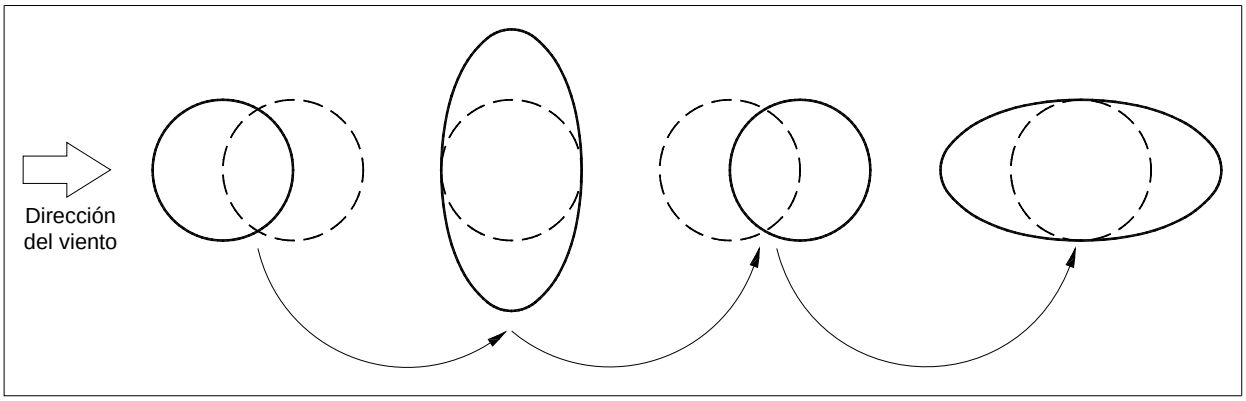


Figura 4.4.5 Ovalización de la sección transversal de una estructura cilíndrica esbelta por efecto de vórtices alternantes

4.4.8 INESTABILIDAD AEROELÁSTICA

Inestabilidad por efecto de grupo en construcciones vecinas

Para edificios esbeltos (h/d > 4) y chimeneas en arreglos de grupos con h/d > 6.5, el efecto de la turbulencia incrementa el desprendimiento de vórtices cerca de las estructuras y debe ser tomado en cuenta en el análisis.

Galopeo

El galopeo es una vibración auto - excitada de una estructura flexible en el modo de flexión transversal a la dirección del viento. Las secciones propensas al galopeo son: L, I, U y T. La formación de hielo en secciones circulares puede convertir una sección circular estable en inestable. Las oscilaciones por galopeo inician en una velocidad especial conocida como velocidad de inicio, V_{CG}, y normalmente las amplitudes del movimiento se incrementan rápidamente cuando incrementa la velocidad del viento.

REFERENCIAS

AIJ (2005), "*Recommendations for Loads on Buildings*, *Chapter 6, Wind Loads",* Architectural Institute of Japan.

ANSI/TIA-222-G-1 (2007), *"Structural Standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures-Addendum 1"*, Telecommunications Industry Association, EIA, April.

ANSI/TIA-222-G-2005 (2006), *"Structural Standards for Antenna Supporting Structures and Antennas"*, Telecommunications Industry Association, EIA, August.

AS/NZS 1170.2:2002 (2005), *"Structural design actions. Part 2: Wind actions*", Australian Standards and New Zealand Standards, April.

BS 8100-4:1995, (2003), *"Lattice towers and masts, Part 4: Code of practice for loadings of guyed mast"*, British Standards.

BS 6399-2:1997, (2002), *"Loadings for buildings, Part 2: Code of practice for wind loads"*, British Standards.

BS EN 1991-1-4:2005, British Standard. Eurocode 1: *"Actions on structures. Part 1-4. General actions – Wind actions"*. European Committee for Standardization.

Boggs, A. W.; Hosoya, N.; Cochran, L. (2000), *"Sources of Torsional Wind Loadings on Tall Buildings: Lesson From the Wind Tunnel"*, Advanced Technology in Structural Engineering, Proceedings of the 2000 Structures Congress and Exposition, SEI/ASCE, May.

Buchholdt, H. A. (1999), *"An introduction to cable roof structures"*, second edition, Thomas Telford.

Chen, B.; Wu Y.; Shen, S. (2006), *"Wind-Resistant design of tensile membrane structures"*, Engineering Mechanics, Vol. 23, No. 27, pp. 65-71.

Chen, B.;. Wu Y.; Shen, S. (2005), *"Wind-induced response analysis of conical membrane structures"*, Journal of Harbin Institute of Technology (New Series), Vol. 12, No. 5, pp. 481-487.

Cheng, C-M.; Lu, P.-C.; Tsai, M.-S. (2002), *"Acrosswind aerodynamic damping of isolated square-shaped buildings"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 90, pp. 1743-1756.

CICIND (1999), *"Model code for steel chimneys with commentaries"*, International Committee for Industrial Chimneys, Hemel Hempstead, England, (Amendment A – March 2002).

Davenport, A. G. (1980), *"Gust response factors for transmission line loading"*, Proceedings of the Fifth International Conference on Wind Engineering, Fort Collins, Colorado, U. S. A., 1979, Pergamon Press Oxford.

Davenport, A. G. (1967), *"Gust Loading Factors"*, Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 93, ST3, June, pp. 11-34.

Deaves, D. M.; Harris, R. I. (1978), *"A mathematical model of the structure of strong winds"*, Report 76, Construction Industry Research and Information Association, London, England.

Guiyuan, X.; Kenqui, X.; Wang, S. (2006), *"Internal force analysis of tensile membrane structures using curved quadrilateral elements"*, J. Tsinghu Univ. (Sci. and Tech.), Vol. 46, No. 3, pp. 313-317.

Gu, M.; Quan, Y. (2004), *"Across-wind loads of typical tall buildings"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 92, pp. 1147-1165.

Holmes, J. D. (2007), *"Wind loading of structures"*, Taylor & Francis Group, U. S. A., 2nd edition.

Huntington, C. G. (2004), *"The Tensioned Fabric Roof"*, ASCE Press.

ISO 4354:1997(E), "*Wind actions on structures"*, International Organization for Standardization, Switzerland.

Kareem, A.; Zhou, Y. (2003), *"Gust loading factor-past, present and future"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 91, pp. 1301-1328.

Kareem, A. (1985), *"Lateral-torsion motion of tall buildings to wind loads"*, J. Structural. Eng., ASCE, 111 (11), pp. 2749-2796.

www.elsolucionario.org

Katagiri, J.; Ohkuma, T.; Marukawa, H. (2002), *"Analytical method for coupled across-wind and torsional wind responses with motion-induced wind forces"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 90, pp. 1795-1805.

Katsumura, A.; Katagiri, J.; Marukawa, H.; Fujii, K. (2001), *"Effects of side ratio on characteristics of across-wind and torsional responses of high-rise buildings"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 89, pp. 1433-1444.

Kijewski, T.; Kareem, A. (1998), *"Dynamic wind effects: a comparative study of provisions in codes and standards with wind tunnel data"*, Wind and Structures, Vol. 1, No. 1, pp. 77-109.

Kun, K. D.; Kareem, A. (2007*), "Gust-front factor: A new framework for the analysis of wind load effects in gust-fronts"*, Proceeding of the 12th International Conference on Wind Engineering, Cairns, Australia, July, 1-6.

Lewis, W. J. (2003), *"Tension structures, Form and behavior"*, Thomas Telford.

Madugula, M. S. (2002), *"Dynamics Response of Lattice Towers and Guyed Masts"*, ASCE, SEI, Structural Engineering Institute.

McNamara, R. J.; Huang, C. D. (2002*), "Wind Torsional Effects on High Rise Buildings"*, McNamara-Salvia, Inc. Boston, MA 02110.

Melbourne, W. H. (1988), *"Comfort criteria for wind-induced motion in structures"*, Structural Engineering International, Vol. 8, No. 1, pp. 40-44.

Novak, M. (1972), *"Galloping oscillations of prismatic structures"*, J. of the Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 98, 1972, pp. 27-46.

Novak, M. (1969), *"Aeroelastic galloping of prismatic bodies"*, J. of the Eng. Mech. Division, ASCE, Vol. 95, No. EM1, pp. 115-142.

Rank, E.; Halfmann, A.; Scholz, D.; Breuer, M.; Durst, F.; Kaiser, U.; Bergmann, D.; Wagner, S. (2003), *"Wind loads lightweight structures: Numerical simulation and wind tunnel tests"*, Bauingenieur, Nov.

Shuguo, L.; Shengchun, L.; Li, Q. S.; Zhang, L.; Gu, M. (2002), *"Mathematical model of acrosswind dynamic loads on rectangular tall buildings"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 90, pp. 1757-1770.

Simiu, E. (1976), *"Equivalent Static Wind Loads for Tall Building Design"*, Journal of the Structural Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 102, No. ST4, April, pp. 719-737.

Solari, G.; Kareem, A. (1998), *"On the formulation of ASCE 7-95 gust effect factor"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 77 y 78, pp. 673-684.

Solari, G. (1990), *"A Generalized Definition of Gust Factor"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 36, pp. 539-548.

Solari, G. (1989), *"Wind Response Spectrum"*, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, No. 9, pp. 2057-2073.

Solari, G. (1988), *"Equivalent Wind Spectrum Technique: Theory and Applications"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 6, pp. 1303-1323.

Solari, G. (1987), *"Turbulence Modeling for Gust Loading"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 7, pp. 1550-1569.

Solari, G. (1986), *"3-D Response of Buildings to wind action"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 23, pp. 379-393.

Solari, G. (1983a), *"Gust Buffeting. I: Peak Wind Velocity and Equivalent Pressure"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 2, pp. 365-381.

Solari, G. (1983b), *"Gust Buffeting. II: Dynamic Alongwind Response"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, No. 2, pp. 383-398.

Solari, G. (1983c), *"Alongwind Response Estimation: Structural Classification"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 2, pp. 575-581.

Solari, G. (1982), *"Alongwind Response Estimation: Closed Form Solution"*, Journal of the Structural Division, Proceeding of the American Society of Civil Engineers, ASCE, Vol. 108, N0. ST1, January, pp. 225-244.

Tallin, A.; Ellingwood, B. (1985), *"Wind-induced motion of tall buildings"*, Engng. Struct., Vol. 7, pp. 245-252.

Tamura, Y.; Ohkuma, T.; Okada, H.; Kanda, J. (1999), *"Wind loading standards and design criteria in Japan"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 83, pp. 555-566.

Tamura, Y.; Kawai, H.; Uematsu, H.; Marukawa, H.; Fujii, K.; Taniike, Y. (1996), *"Wind load and wind-induced response estimations in the Recommendations for Loads on Buildings"*, AIJ 1993, Engineering Structures, Vol. 18, pp. 399-411.

Thepmongkorn, S.; Wood, G. S.; Kwok, K. C. S. (2002), *"Interference effects on wind-induced coupled motion of a tall buildings"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 90, pp. 1807-1815.

Vellozzi, J.; Cohen, E. (1968), *"Gust Response Factors"*, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, June, pp. 1295-1313.

Vickery, B. J.; Basu, R. I. (1983a), *"Simplified approaches to the evaluation of the across-wind response of chimneys"*, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 14, pp. 153-66.

Vickery, B. J.; Basu, R. I. (1983b), *"Across-wind vibrations of structures of circular cross-section. Part I: Development of a mathematical model for two-dimensional conditions. Part II: Development of a mathematical model for full-scale application"*, J. of Wind Eng. and Industrial Aerodynamics, Vol. 12, pp. 49-73, 75-97.

Vickery, B. J.; Kao, K. H. (1972), *"Drag or along wind response of slender structures"*, Journal of the Structural Division, Proceedings of the ASCE, Vol. 98, No. ST1, pp. 21-36.

Vickery, B. J. (1966), *"Fluctuating lift and drag on a long cylinder of square cross-section in a smooth and in a turbulent stream"*, J. of Fluid Mech., Vol. 25, Part 3, pp. 481-494.

Wootton, L. R.; Scruton, C. (1970), *"Aerodynamic stability"*, The Modern Design of Wind Sensitive Structures, Proceedings of the Seminar held on June 18, 1970, at The Institution of Civil Engineers, London, England, CIRIA.

Xie, J.; Irwin, P. A. (1998), *"Application on the balance technique to building complex"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 77-78, pp. 579-590.

Young-Moon, K.; You Ki-Pyo, (2002), *"Dynamic responses of tapered tall building to wind loads"*, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol. 90, pp. 1771-1782.

www.elsolucionario.org

Zhou, Y.; Kijewski, T.; Kareem, A. (2002), *"Along-Wind load Effects on Tall Buildings: Comparative Study of Major International Codes and Standards"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 6, pp. 788-796.

Zhou, Y.; Kareem, A. (2002), *"Definition of Wind in ASCE 7"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 128, pp. 1082-1086.

Zhou, Y.; Kareem, A. (2001), *"Gust Loading Factor: New Model"*, Journal of Structural Engineering, Vol. 127, No. 2, February, pp. 168-175.

CONTENIDO

TOMO III AYUDAS DE DISEÑO

Figura III.1 Factor de exposición, F_{rz} 2
Figura III.2 Factor de corrección por densidad relativa del aire y presiones barométricas. 3
Figura III.3 Diagrama de flujo para corregir el factor de exposición por cambios en la rugosidad del terreno. 4
Figura III.4 Ejemplo de presiones locales (Figura 4.3.4(a)) 5
Figura III. 5 Ejemplo de presiones locales (Figura 4.3.4(b)) 5
Figura III.6 Ejemplo de presiones locales (Figura 4.3.4(c))....6

EJEMPLO DE APLICACIÓN 1: Factor de exposición, F_{rz} 7
EJEMPLO DE APLICACIÓN 2: Factor de exposición, F_{rz} 8
EJEMPLO DE APLICACIÓN 3: Factor de exposición, F_{rz} 10
EJEMPLO DE APLICACIÓN 4: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre una nave industrial con cubierta a dos aguas....16
EJEMPLO DE APLICACIÓN 5: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre una nave industrial con cubierta cilíndrica 53
EJEMPLO DE APLICACIÓN 6: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre un poste monopolo 66
EJEMPLO DE APLICACIÓN 7: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre una torre de telecomunicaciones....79

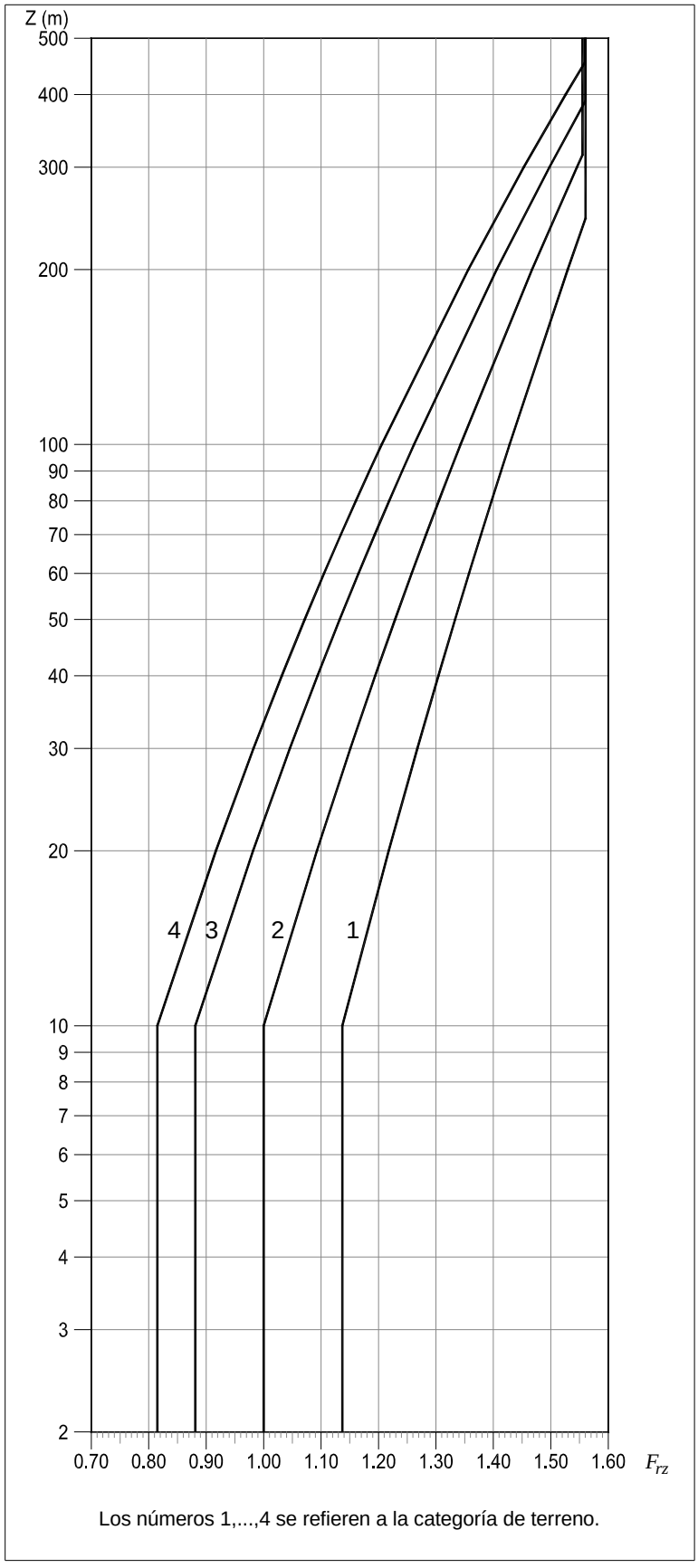


Figura III.1 Factor de exposición, F_{rz}

www.elsolucionario.org

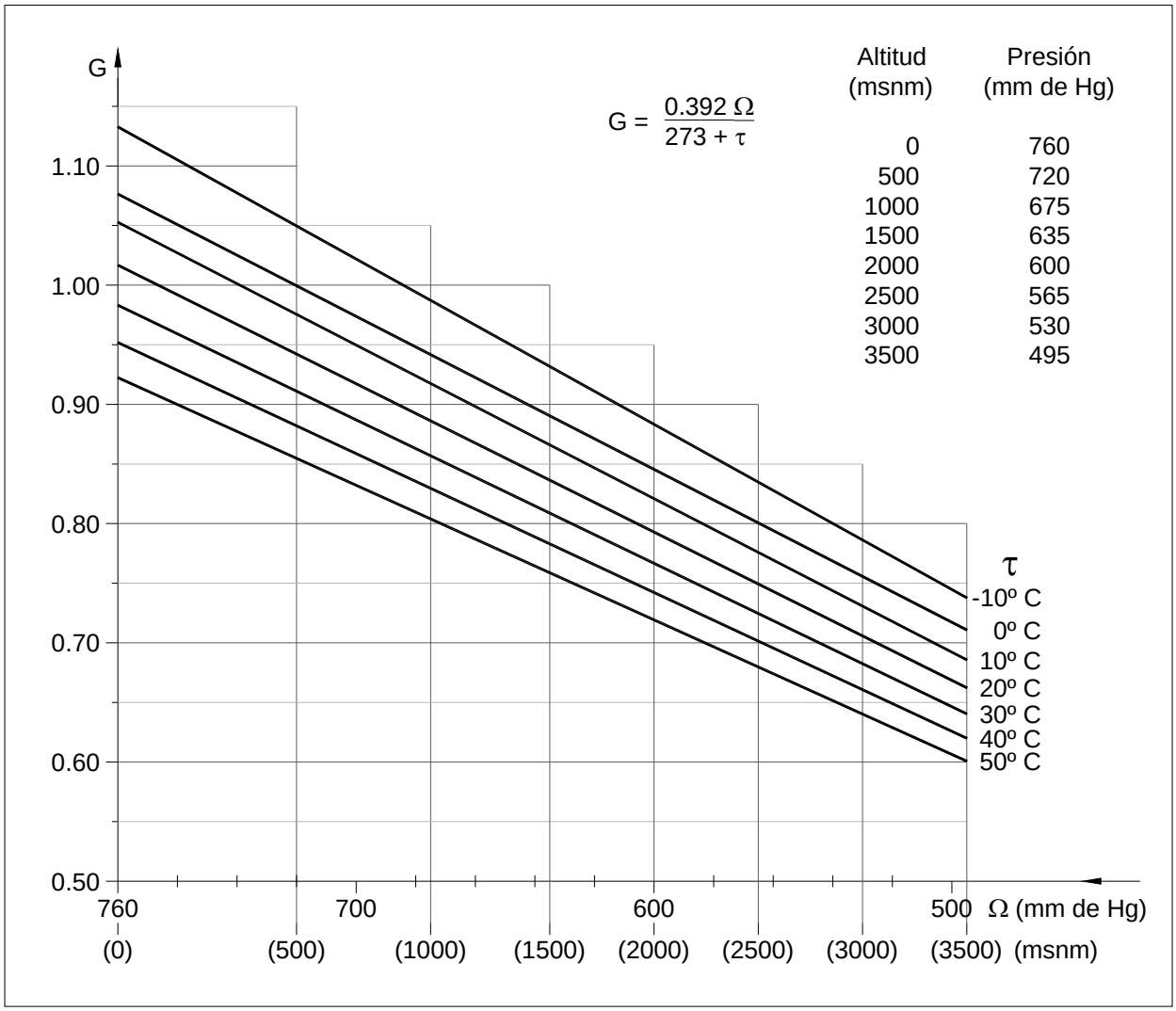


Figura III.2 Factor de corrección por densidad relativa del aire y presiones barométricas.

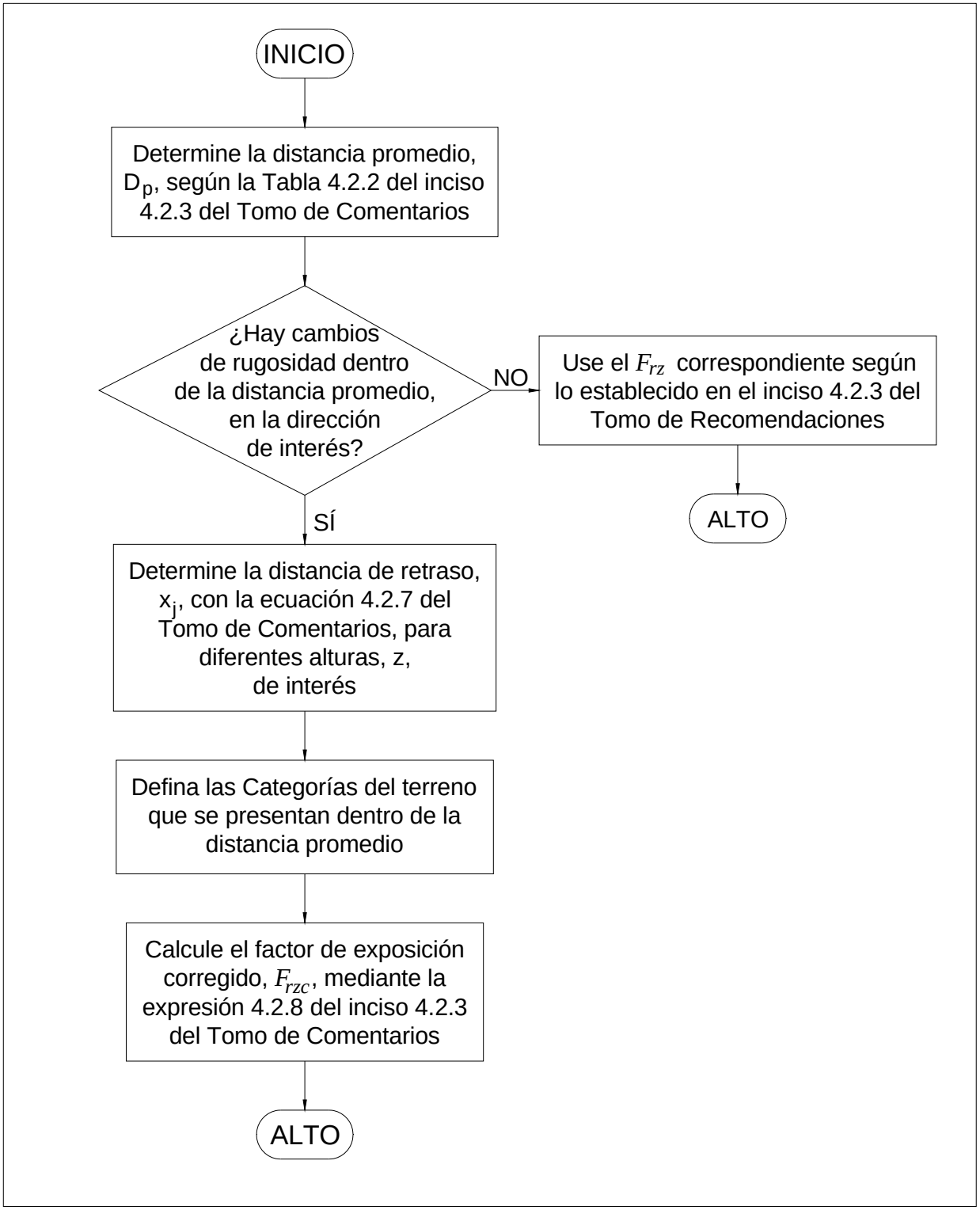


Figura III.3 Diagrama de flujo para corregir el factor de exposición por cambios en la rugosidad del terreno.

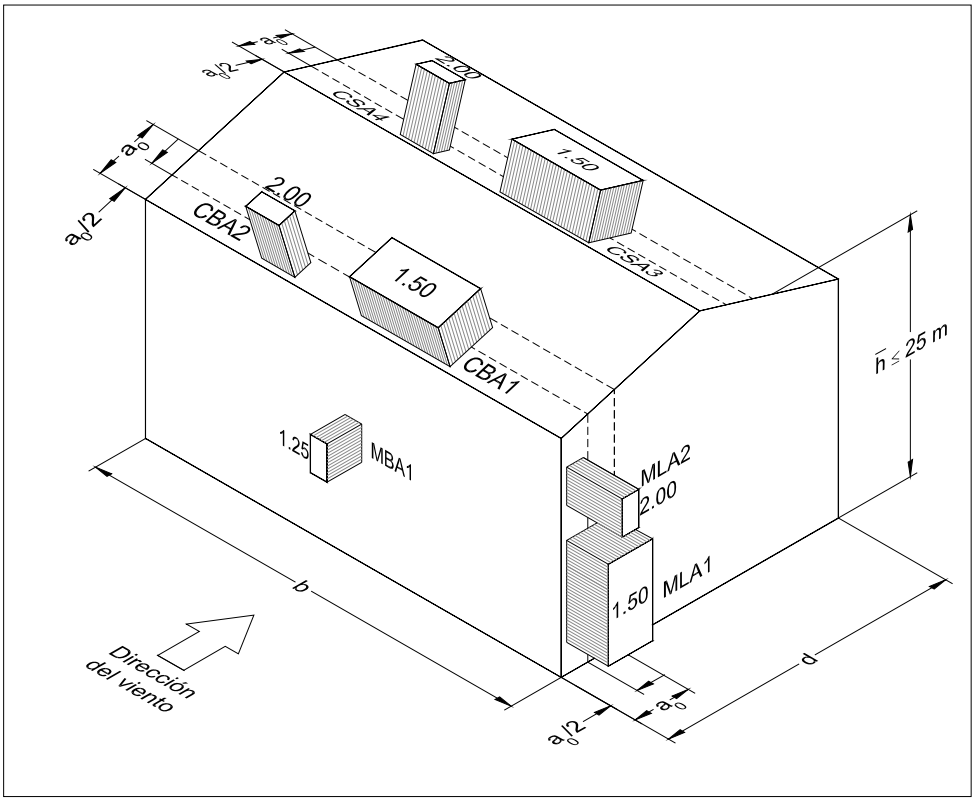


Figura III.4 Ejemplo de presiones locales (Figura 4.3.4(a))

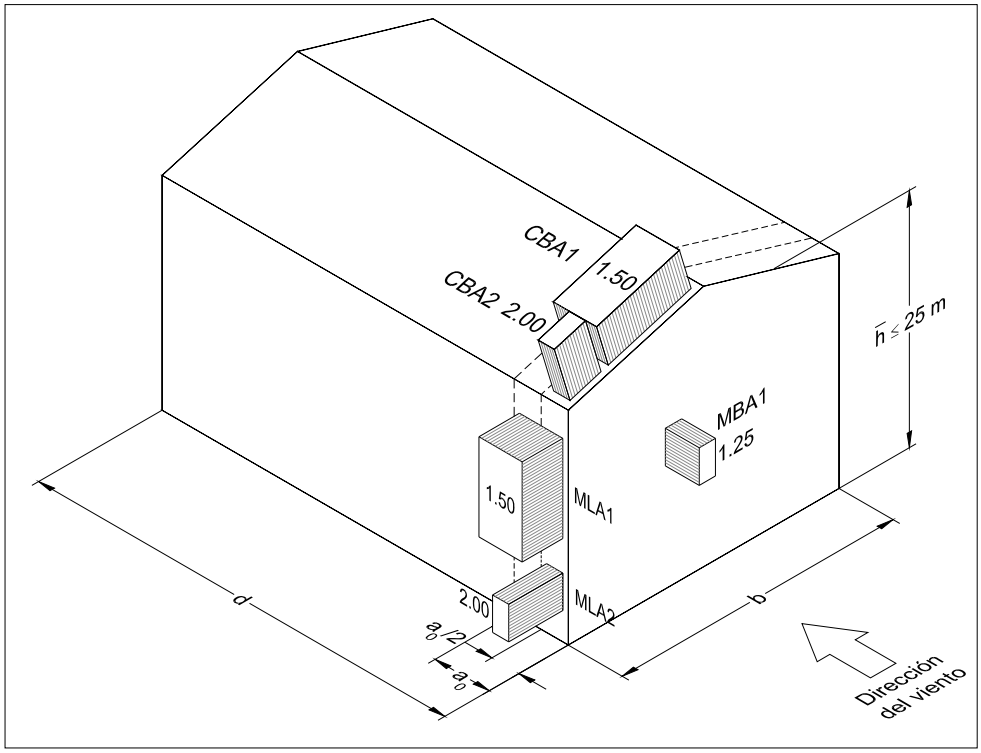


Figura III.5 Ejemplo de presiones locales (Figura 4.3.4(b))

www.elsolucionario.org

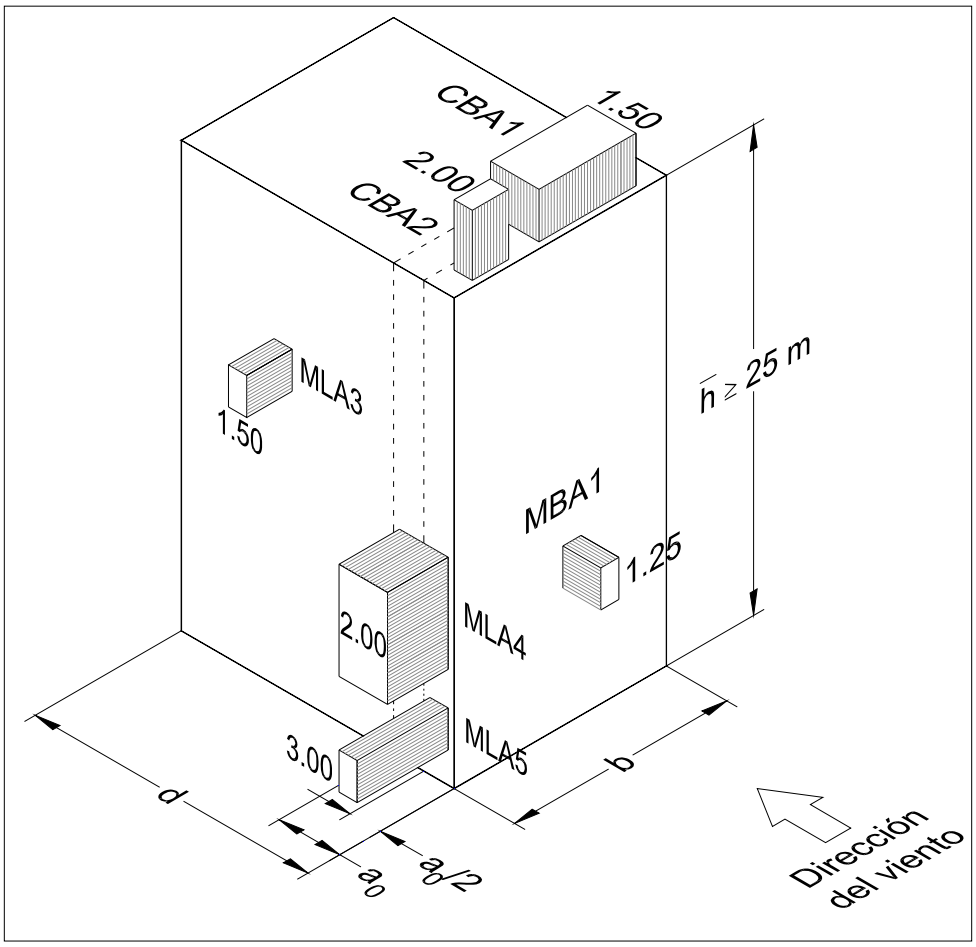


Figura III.6 Ejemplo de presiones locales (Figura 4.3.4(c))

EJEMPLO DE APLICACIÓN 1: Factor de exposición corregido, F_{rzc}

I) Descripción del problema

Se desea determinar el factor de exposición corregido, F_{rzc}, para las alturas de 30, 20 y 10 metros, tomando en cuenta la variación de la rugosidad del terreno del sitio en donde se desea desplantar un edificio de 30 m de altura. Considérese que el terreno inmediato al edificio es de Categoría 2 y tiene una longitud de 3,000 metros viento arriba, así como que al lado de éste se encuentra un terreno de Categoría 3, según se muestra en la Figura III.7.

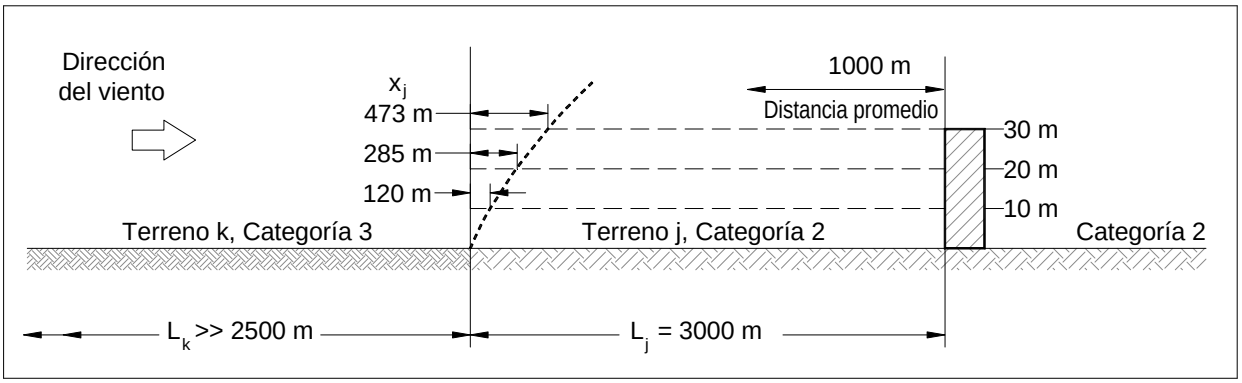


Figura III.7

II) Procedimiento de solución

1) Determinación de la distancia promedio

Considerando que la estructura tiene una altura de 30 m, la distancia promedio, D_p, es de 1000 m, según la **Tabla 4.2.2** del **Tomo de Comentarios**.

2) Cálculo de la distancia de retraso, x_j

Con la ecuación 4.2.7 del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios** y eligiendo la longitud de rugosidad: $z_{0,r} = 0.2$ para la Categoría 3 pues es mayor que $z_{0,r} = 0.02$ para la Categoría 2, se obtiene la distancia de retraso a la altura total del edificio:

$$x_{j,3} = 0.2\left[\frac{30}{0.3\times 0.2}\right]^{1.25} = 473\ \text{m}$$

3) Categorías del terreno que participan en la distancia promedio

Se tiene $L_j - x_{j,3} = 3000 - 473 = 2527$ m > 1000 m. Con esto se demuestra que la longitud del terreno que se encuentra inmediato al edificio, que es de Categoría 2, es mayor que la distancia promedio (el terreno Categoría 3 no afecta al factor de exposición) por lo tanto, el factor de exposición no necesita corregirse y puede resolverse para terreno con Categoría 2, con las ecuaciones del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Recomendaciones** para cualquier altura. De esta manera se obtiene:

para z = 10 m, $F_{rz} = 1.00$

para z = 20 m, $F_{rz} = 1.00\left(\frac{20}{10}\right)^{0.128} = 1.09$

para z = 30 m, $F_{rz} = 1.00\left(\frac{30}{10}\right)^{0.128} = 1.15$

EJEMPLO DE APLICACIÓN 2: Factor de exposición corregido, F_{rzc}

I) Descripción del problema

Se desea determinar el factor de exposición corregido, F_{rzc}, a una altura de 20 metros, tomando en cuenta la variación de la rugosidad del terreno del sitio en donde se desea desplantar un edificio de 20 m de altura. Considérese que viento arriba (barlovento), la categoría del terreno inmediato al edificio es 3, encontrándose después, terrenos con Categorías 4 y 2, como se muestra en la Figura III.8.

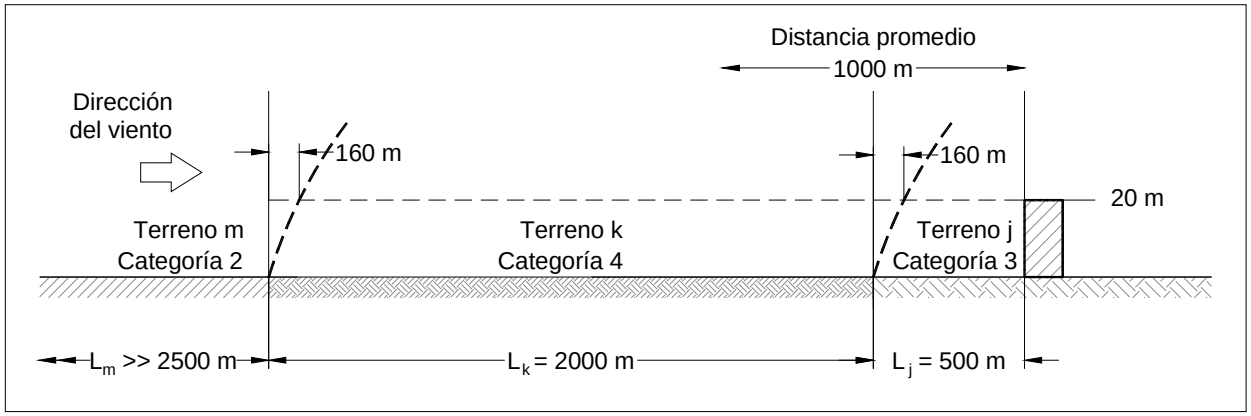


Figura III.8

www.elsolucionario.org

II) Procedimiento de solución

1) Determinación de la distancia promedio

Considerando que la estructura tiene una altura de 20 m, la distancia promedio es de 1000 m, según la **Tabla 4.2.2** del **Tomo de Comentarios**.

2) Cálculo de las distancias de retraso, x_j

De acuerdo con la ecuación 4.2.7 del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios**, se calcularán las distancias de retraso, x_j, para los terrenos de diferente Categoría y se comprobará si una o más Categorías del terreno influyen en la distancia promedio.

El retraso de distancia entre los terrenos con Categorías 3 y 4, se calcula con $z_{0,r} = 2.0$ para la Categoría 4 (terreno “k” en la Figura III.8), con lo que:

$$x_{j,4} = 2.0\left[\frac{20}{0.3\times 2.0}\right]^{1.25} = 160\ \text{m}$$

La distancia de retraso entre los terrenos con Categorías 2 y 4 se calcula con $z_{0,r} = 2.0$, para la Categoría 4, por lo que el retraso de distancia es igual a la expresión anterior.

3) Categorías del terreno que participan en la distancia promedio

Para el terreno “j” de Categoría 3, se tiene una nueva distancia:

$$x_{t3} = L_j - x_{j,4} = 500 - 160 = 340\ \text{m} < 1000\ \text{m (distancia promedio)}$$

Por lo tanto, el terreno “k” de categoría 4 interviene en la distancia promedio con:

$$x_{t4} = 1000 - x_{t3} = 1000 - 340 = 660\ \text{m}$$

Entonces el factor de exposición se determinará según el **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios** ya que los terrenos “j” y “k” influyen en el cálculo del factor de exposición; el terreno “m” no interviene en la distancia promedio.

NOTA: Si el terreno "k" fuera de Categoría 3, entonces el factor de exposición no sufriría modificación alguna y se calcularía según lo indicado en el **inciso 4.2.3** del **Tomo de Recomendaciones** para cualquier altura de la construcción y se tendría, para z = 20 m:

$$F_{rz} = 0.881\left[\frac{20}{10}\right]^{0.156} = 0.98$$

Este valor se muestra sólo con fines de comparación.

Según el **inciso 4.2.3** del **Tomo de Recomendaciones** se tiene:

para el terreno “j”, Categoría 3, en z = 20 m: $F_{rz} = 0.881\left[\frac{20}{10}\right]^{0.156} = 0.98$

para el terreno “k”, Categoría 4, en z = 20 m: $F_{rz} = 0.815\left[\frac{20}{10}\right]^{0.170} = 0.92$

Aplicando la ecuación 4.2.8 del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios** se tiene el factor de exposición corregido:

$$F_{rzc} = \frac{(0.98)(340) + (0.92)(660)}{1000} = 0.94$$

En este caso hay una reducción del 4% en el factor de exposición pero, para alturas mayores, la diferencia podría ser más importante.

EJEMPLO DE APLICACIÓN 3: Factor de exposición corregido, F_{rzc}

I) Descripción del problema

Se desea determinar el factor de exposición corregido, F_{rzc}, para las alturas 60, 40 y 20 metros, tomando en cuenta la variación de la rugosidad del terreno del sitio en donde se desea desplantar un edificio de 100 metros de altura. Considérese que viento arriba la categoría del terreno inmediato al edificio es 4, encontrándose terrenos Categorías 2 y 3 posteriormente, como se muestra en la Figura III.9.

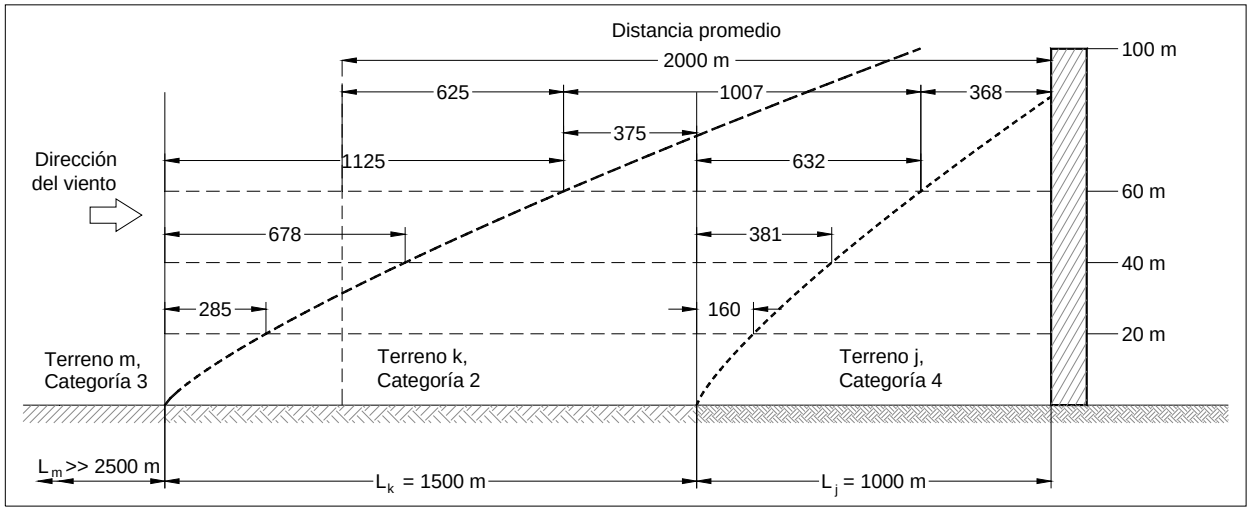


Figura III.9

II) Procedimiento de solución

Considerando que la estructura tiene una altura de 100 m, la distancia promedio, D_p, es igual a 2000 m, según la **Tabla 4.2.2** del **Tomo de Comentarios**.

Para $h_j = z = 60$ m

1) Cálculo de las distancias de retraso, x_j

Se calcularán las distancias de retraso, x_j, para cada Categoría del terreno diferente según del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios**, y se comprobará si una o más Categorías del terreno influyen en la distancia promedio, teniendo en cuenta la transición entre los terrenos "j", "k" y "m" (véase la Figura III.9).

La distancia de retraso entre los terrenos “j” y “k” (véase la Figura III.9), se calcula con $z_{0,r} = 2.0$ (entre tc_4 y tc_2) por lo que:

$$x_{j,2} = 2.0 \left[\frac{60}{0.3 \times 2.0} \right]^{1.25} = 632 \text{ m}$$

$z_{0,r} = 0.2$ para evaluar la distancia de retraso entre los terrenos “k” y “m” (entre tc_2 y tc_3, véase la Figura III.9) por lo que:

$$x_{j,3} = 0.2 \left[\frac{60}{0.3 \times 0.2} \right]^{1.25} = 1125 \text{ m}$$

2) Categorías del terreno que participan en la distancia promedio

Para el terreno “j”, Categoría 4, se tiene una nueva longitud con Categoría 4:

$$x_{t4} = L_j - x_{j,2} = 1000 - 632 = 368 \text{ m}$$

y una longitud con Categoría 2:

$$x_{t2} = 632 \text{ m}$$

Para el terreno “k” de Categoría 2, se tiene una nueva longitud con Categoría 2:

$$x_{t2} = L_k - x_{j,3} = 1500 - 1125 = 375 \text{ m}$$

La longitud restante del terreno “k” para cubrir la distancia promedio, sería terreno con Categoría 3:

$$x_{t3} = 2000 - 1000 - 1500 + 1125 = 625 \text{ m}$$

www.elsolucionario.org

Por lo que en resumen se tiene (véase la Figura III.9):

x_{t4} = 368 m

x_{t2} = 632 + 375 = 1007 m

x_{t3} = 625 m

Se efectúa el cálculo de acuerdo al **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios**.

Según el **inciso 4.2.3** del **Tomo de Recomendaciones** se tiene:

para el terreno “j”, Categoría 4, a la altura z = 60 m:

$$F_{rz} = 0.815\left(\frac{60}{10}\right)^{0.170} = 1.11$$

para el terreno “k”, Categoría 2, a la altura z = 60 m:

$$F_{rz} = 1.00\left(\frac{60}{10}\right)^{0.128} = 1.26$$

para el terreno “m”, Categoría 3, a la altura z = 60 m:

$$F_{rz} = 0.881\left(\frac{60}{10}\right)^{0.156} = 1.17$$

De acuerdo con el **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios**, el factor de exposición:

$$F_{rzc}(60\text{ m}) = \frac{(1.11)(368) + (1.26)(1007) + (1.17)(625)}{2000} = 1.20$$

Para obtener el factor de exposición a 40 m de altura, se efectúa un procedimiento similar al anterior.

Para h_j = z = 40 m

1) Cálculo de x_j

Se calcularán las distancias de retraso, x_j, para cada Categoría del terreno diferente según del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios**, y se comprobará si una o más Categorías del terreno influyen en la distancia promedio, teniendo en cuenta la transición entre los terrenos "j", "k" y "m" (véase la Figura III.9).

$z_{0,r}$ = 2.0 para evaluar la distancia de retraso entre los terrenos “j” y “k” (entre tc_4 y tc_2) por lo que:

$$x_{j,2} = 2.0\left[\frac{40}{0.3\times 2.0}\right]^{1.25} = 381\ \text{m}$$

$z_{0,r}$ = 0.2 para evaluar la distancia de retraso entre los terrenos “k” y “m” (entre tc_2 y tc_3) por lo que:

$$x_{j,3} = 0.2\left[\frac{40}{0.3\times 0.2}\right]^{1.25} = 678\ \text{m}$$

2) Categorías del terreno que participan en la distancia promedio

Para el terreno “j” de Categoría 4, se tiene:

$$x_{t4} = 1000 - 381 = 619\ \text{m}$$

quedando una longitud de terreno con Categoría 2:

$$x_{t2} = 381\ \text{m}$$

Para el terreno “k”, Categoría 2, se tiene:

$$x_{t2} = 1500 - 678 = 822\ \text{m}$$

La longitud restante del terreno “k” para cubrir la distancia promedio, D_p, sería terreno con Categoría 3:

$$x_{t3} = 2000 - 1000 - 1500 + 678 = 178\ \text{m}$$

Por lo que en resumen se tiene

$$x_{t4} = 619\ \text{m}$$

$$x_{t2} = 381 + 822 = 1203\ \text{m}$$

$$x_{t3} = 178\ \text{m}$$

De acuerdo con el **inciso 4.2.3** del **Tomo de Recomendaciones** se tiene:

para el terreno “j”, Categoría 4, a la altura z = 40 m:

$$F_{rz} = 0.815\left(\frac{40}{10}\right)^{0.170} = 1.03$$

para el terreno “k”, Categoría 2, a la altura z = 40 m:

$$F_{rz} = 1.00\left(\frac{40}{10}\right)^{0.128} = 1.19$$

para el terreno “m”, Categoría 3, a la altura z = 40 m:

$$F_{rz} = 0.881\left(\frac{40}{10}\right)^{0.156} = 1.09$$

Aplicando la ecuación del factor de exposición del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios** se tiene:

$$F_{rzc}(40\text{ m}) = \frac{(1.03)(619) + (1.19)(1203) + (1.09)(178)}{2000} = 1.13$$

Para h_j = z = 20 m

1) Cálculo de x_j

Se calcularán las distancias de retraso, x_j, para cada diferente Categoría del terreno según del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios**, y se comprobará si una o más Categorías del terreno influyen en la distancia promedio, teniendo en cuenta la transición entre los terrenos "j", "k" y "m" (véase la Figura III.9).

Si $z_{0,r}$ = 2.0 para evaluar la distancia de retraso entre los terrenos “j” y “k” (entre tc_4 y tc_2) se tiene:

$$x_{j,2} = 2.0\left[\frac{20}{0.3\times 2.0}\right]^{1.25} = 160\text{ m}$$

$z_{0,r}$ = 0.2 para evaluar la distancia de retraso entre los terrenos “k” y “m” (entre tc_2 y tc_3) por lo que:

$$x_{j,3} = 0.2\left[\frac{20}{0.3\times 0.2}\right]^{1.25} = 285\text{ m}$$

2) Categorías del terreno que participan en la distancia promedio

Para el terreno “j”, Categoría 4, se tiene:

$$x_{t4} = L_j - x_{j,2} = 1000 - 160 = 840\text{ m}$$

www.elsolucionario.org

quedando una longitud de terreno con Categoría 2:

$$x_{t2} = 160 \text{ m}$$

Para el terreno “k”, Categoría 2, se tiene:

$$x_{t2} = L_k - x_{j,3} = 1500 - 285 = 1215 \text{ m.}$$

La longitud restante del terreno “k” para cubrir la distancia promedio, D_p, sería terreno con Categoría 3:

$$x_{t3} = 2000 - 1000 - 1500 + 285 = -215 \text{ m}$$

Por lo que en resumen se tiene:

$$x_{t4} = 840 \text{ m}$$

$$x_{t2} = 160 + 1215 = 1375 \text{ m}$$

$$x_{t3} = -215 \text{ m}$$

Como la distancia promedio no abarcó terreno con Categoría 3, no se tomará en cuenta para el cálculo y para terreno con Categoría 2 sólo se tomará la longitud:

$$x_{t2} = 2000 - 840 = 1160 \text{ m}$$

Utilizando las ecuaciones del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Recomendaciones**, se tiene

para el terreno “j”, Categoría 4, a la altura z = 20 m:

$$F_{rz} = 0.815 \left(\frac{20}{10} \right)^{0.170} = 0.92$$

para el terreno “k”, Categoría 2, a la altura z = 20 m:

$$F_{rz} = 1.00 \left(\frac{20}{10} \right)^{0.128} = 1.09$$

Aplicando la ecuación del factor de exposición del **inciso 4.2.3** del **Tomo de Comentarios** se tiene:

$$F_{rzc}(20 \text{ m}) = \frac{(0.92)(840) + (1.09)(1160)}{2000} = 1.02$$

EJEMPLO DE APLICACIÓN 4: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre una nave industrial con cubierta a dos aguas

I) Descripción del problema

Se desea obtener las presiones que el viento produce en una nave industrial con cubierta a dos aguas. La estructura se localiza en un terreno tipo suburbano, rodeada predominantemente por viviendas de baja altura y zonas arboladas, cercano a la ciudad de San Luis Potosí, S. L. P. En la Figura III.10 se muestran su geometría y sus dimensiones.

Los elementos del sistema estructural y sus áreas tributarias son los siguientes:

Estructura principal

La estructura principal consta de 11 marcos de acero colocados a cada 8 m en la dirección longitudinal (Figura III.10). En la dirección perpendicular a la cumbrera, dichos marcos están ligados por contraventeos en los muros C y D y en la cubierta de las crujías comprendidas entre los ejes 2-3 y 9-10. Además, la estructura tiene puntales en cada descarga de columna los cuales van desde el eje 1 hasta el 3 y desde el eje 9 hasta el 11 (Figura III.10 y Figura III.11). Las áreas tributarias para los elementos de la estructura principal se muestran en la Figura III.12.

Elementos secundarios

Los elementos secundarios del sistema estructural son las viguetas de la cubierta y los largueros de los muros (Figura III.10). El área tributaria de las viguetas es de 12.1 m^2, la de los largueros de los muros longitudinales (C y D) es de 16 m^2 y la de los transversales (A y B) es de 12 m^2.

Recubrimientos

El esqueleto de la estructura está cubierto por paneles de lámina de 3.05 x 0.61 m de manera que el área tributaria que le corresponde a cada panel es de 1.86 m^2.

Anclajes

La lámina de recubrimiento se sujeta a la estructura mediante anclajes colocados a cada 0.305 m por lo que el área tributaria de estos anclajes es de 0.305x1.51 = 0.46 m^2 para los del techo y de 0.305x2.00 = 0.61 m^2 para los de los muros.

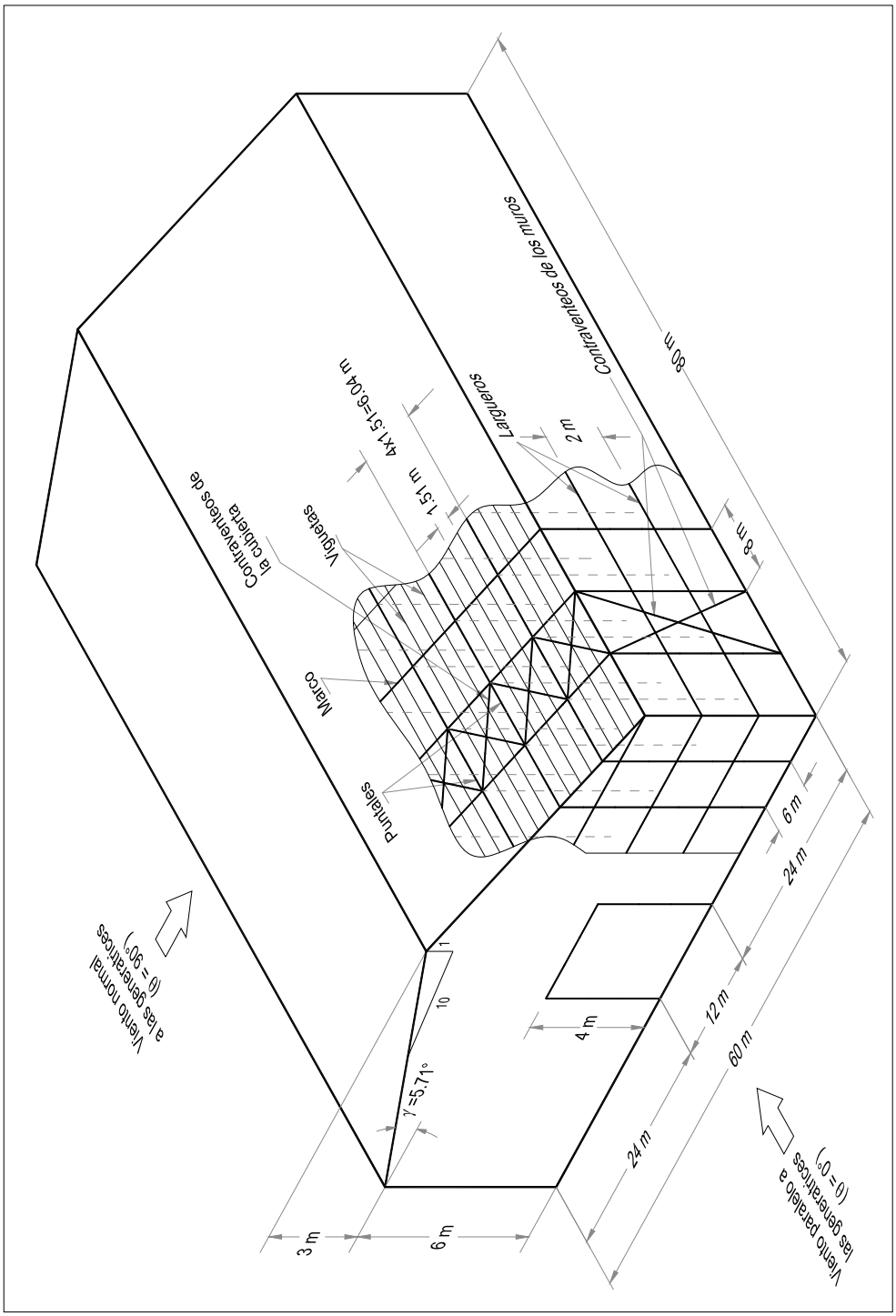


Figura III.10 Geometría y dimensiones del sistema estructural de la nave industrial.

www.elsolucionario.org

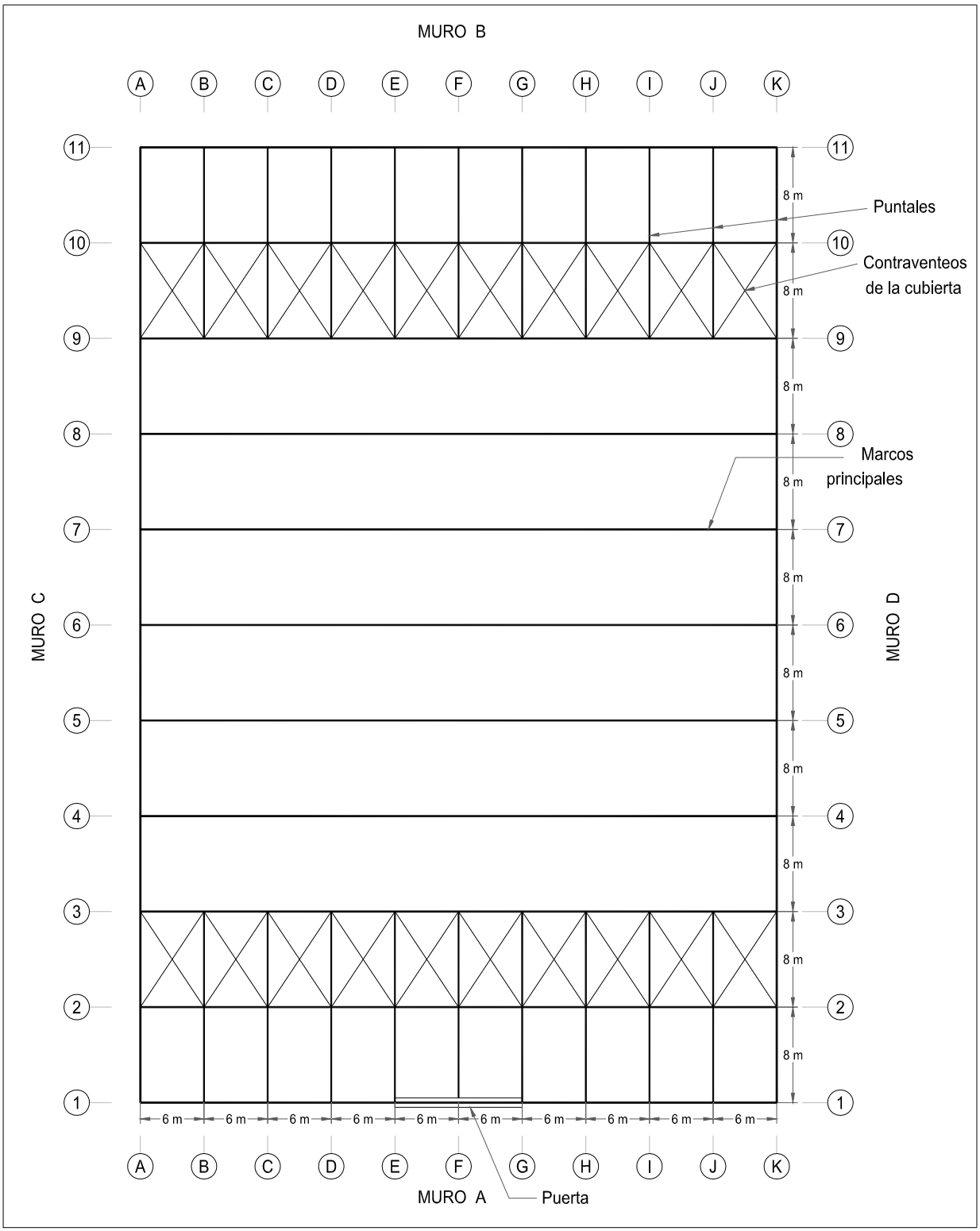


Figura III.11 Ejes del sistema estructural principal.

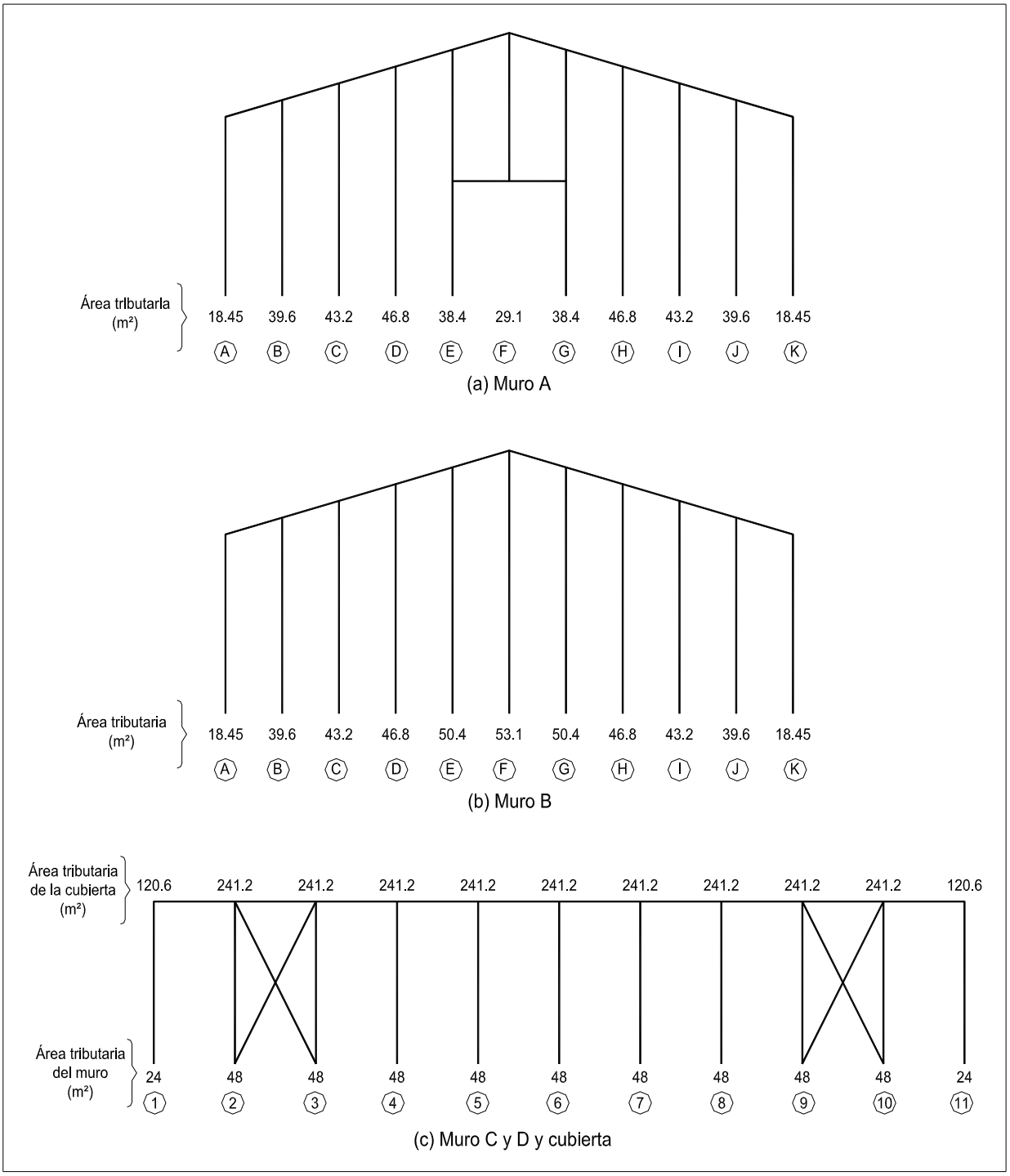


Figura III.12 Áreas tributarias para el sistema estructural principal.

II) Procedimiento de solución

En lo siguiente, los incisos mencionados se refieren al **Tomo I** de **Recomendaciones**, a menos que se indique lo contrario.

1) Clasificación de la estructura

Según su importancia la estructura pertenece al Grupo B (**inciso 4.1.3**).

2) Determinación de la velocidad básica de diseño

La velocidad básica de diseño depende de varios parámetros (**inciso 4.2**); éstos se calculan como se indica a continuación.

2.1) Categoría de terreno

De acuerdo con los datos, el terreno se clasifica dentro de la Categoría 3 (consúltese la Tabla 4.2.1). Se supone que la rugosidad del terreno de los alrededores es uniforme más allá de las longitudes establecidas en dicha tabla, por lo que no es necesario considerar cambios graduales en lo referente a esta característica.

2.2) Velocidad regional

Conforme con el **inciso 4.2.2**, en un periodo de retorno de 50 años (para estructuras pertenecientes al Grupo B), la velocidad regional que corresponde al sitio de desplante es (véase **Apéndice C**, Tabla C.1):

$$V_R = 140 \text{ km/h}$$

2.3) Factor de exposición, F_{rz}

El factor de exposición, F_{rz}, es constante dado que la altura de la nave es menor que 10 metros (**inciso 4.2.3**). Por tanto, este factor vale:

$$F_{rz} = c = 0.881$$

2.4) Factor de topografía

Puesto que la nave industrial se desplantará en terreno plano, el factor de topografía local es (**inciso 4.2.4**) $F_T = 1.0$.

2.5) Velocidad básica de diseño

Finalmente, la velocidad básica de diseño es (**inciso 4.2**):

www.elsolucionario.org

$$V_D = 1.0\,(0.881)\,(140) = 123.3\,\text{km/h}$$

3) Presión dinámica de base

La altura sobre el nivel del mar del sitio de desplante es de 1,877 m, y su temperatura media anual es de 17.6 ºC (véase el **Apéndice C**). La presión barométrica para esa altura es de 608.6 mm de Hg (Tabla 4.2.5). Por tanto, el factor G vale:

$$G = \frac{0.392 \times 608.6}{273 + 17.6} = 0.82$$

Por lo que la presión dinámica de base (**inciso 4.2.5**) vale:

$$q_z = 0.047\,(0.82)\,(123.3)^2 = 585.9\,\text{Pa} \quad (59.8\,\text{kg/m}^2)$$

4) Selección del procedimiento de análisis de cargas

De acuerdo con la Figura 4.3.2, la altura de referencia es $\bar{h} = 7.5\,\text{m}$, entonces, la relación de esbeltez (λ = altura/ancho) es 7.5/60 = 0.125 < 5. El cálculo del periodo fundamental no es necesario ya que se cumplen las condiciones a) - e) del **inciso 4.3.1**.

Por lo anterior, la estructura es del Tipo 1 según su respuesta ante la acción del viento **(inciso 4.1.4)**, con lo que el procedimiento de análisis se efectuará siguiendo el análisis estático (**inciso 4.3.1**).

5) Presiones de diseño

5.1) Presiones interiores de diseño

Las presiones interiores de diseño que aquí se obtengan serán aplicables en el diseño de la estructura principal y de los elementos secundarios.

Suponiendo que la puerta del muro A (Figura III.10 y Figura III.12(a)) se encuentra abierta, se presentan los siguientes casos.

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

Conforme a la Tabla 4.3.7(b) (caso c) del **inciso 4.3.2.1.2**, el coeficiente de presión interior, C_{pi}, es igual al valor de C_{pe} para muros laterales ya que la relación entre el

área abierta del muro lateral (12 x 4 = 48 m^2) y el área abierta total de los otros muros y la cubierta (= 0 m^2) es mayor que 6; es decir, $C_{pi} = C_{pe} = -0.2$ (Tabla 4.3.2, **inciso 4.3.2.1.1**), ya que la puerta se encuentra a una distancia, del borde de barlovento, de 24 m, la cual resulta mayor que $3\bar{h} = 3 \times 7.5 = 22.5\,\text{m}$. Así, cuando el viento es normal a las generatrices, la presión interior de diseño es (**inciso 4.3.2.1.2**):

$$p_i = -0.2\,(585.9) = -117.2\,\text{Pa} \quad (-12.0\ \text{kg/m}^2)$$

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m)

Dado que la relación entre el área abierta de barlovento (12 x 4 = 48 m^2) y el área abierta total de los otros muros y la cubierta (= 0 m^2) es mayor que 6, se tiene que $C_{pi} = 0.8$ (caso a, Tabla 4.3.7(b) y Tabla 4.3.1). Así, cuando el viento es paralelo a las generatrices, la presión interior de diseño es:

$$p_i = 0.8\,(585.9) = 468.7\,\text{Pa} \quad (47.8\,\text{kg/m}^2)$$

5.2) Presiones de diseño para la estructura principal

Para determinar las presiones de diseño de la estructura principal, el factor de presión local, K_L, será igual a la unidad (**inciso 4.3.2.1.1**).

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

1. <u>Muro de barlovento</u> (muro C)

Para $\theta = 0°$, $C_{pe} = 0.8$ (Tabla 4.3.1), y $K_A = 1.0$ (por no ser muro lateral). Por tanto, la presión de diseño es (**incisos 4.3.2.1, 4.3.2.1.1** y **4.3.2.1.2**):

$$p_z = p_e - p_i = 0.8\,(1.0)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = 585.9\,\text{Pa} \quad (59.8\,\text{kg/m}^2)$$

2. <u>Muro de sotavento</u> (muro D)

Para $\theta = 0°$, $\text{d/b} = 60/80 = 0.75 \le 1$ y $\gamma = 5.71° < 10°$ se obtiene, de la Tabla 4.3.1, que $C_{pe} = -0.5$; dado que este muro no es lateral $K_A = 1.0$. Así, la presión de diseño es:

$$p_z = p_e - p_i = -0.5\,(1.0)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -175.8\,\text{Pa} \quad (-17.9\,\text{kg/m}^2)$$

3. Muros laterales

Muro A

Según la Tabla 4.3.2, para $\bar{h} = 7.5\,\text{m}$, los coeficientes de presión exterior, en el sentido de los 60 m, son:

C_{pe}	= -0.65	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.50	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.30	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.20	(22.5 – 60.0 m)

Los factores de reducción por tamaño de área K_A, se obtienen mediante la interpolación de los valores anotados en la Tabla 4.3.4 para las áreas tributarias que se muestran en la Figura III.12(a). Con lo anterior, las presiones de diseño son ($K_L = 1.0$ para todos los ejes):

Eje	C_{pe}	K_A	$p_z = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
A - A	-0.65	0.944	-242.3 (-24.7)
B - B	-[4.5(0.65)+1.5(0.50)]/6	0.881	-199.0 (-20.3)
C - C	-0.50	0.876	-139.4 (-14.2)
D - D	-0.30	0.871	-35.9 (-3.6)
E - E	-[1.5(0.30)+4.5(0.20)]/6	0.882	0.9 (0.1)
F - F	-0.20	0.895	12.3 (1.3)
G - G	-0.20	0.882	13.8 (1.5)
H - H	-0.20	0.871	15.1 (1.6)
I - I	-0.20	0.876	14.6 (1.5)
J - J	-0.20	0.881	14.0 (1.5)
K - K	-0.20	0.944	6.6 (0.7)

Muro B

Dada la simetría de la estructura para esta dirección del viento, las presiones en el muro B son iguales a las del muro A, excepto en la zonas correspondientes a la puerta

www.elsolucionario.org

debido a las diferencias en las áreas tributarias (Figura III.12(b)). Así, se tiene que las presiones de diseño para este muro B son (con $K_L = 1.0$ para todos los ejes):

Eje	C_{pe}	K_A	$p_z = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
A - A	-0.65	0.944	-242.3 (-24.7)
B - B	-[4.5(0.65)+1.5(0.50)]/6	0.881	-199.0 (-20.3)
C - C	-0.50	0.876	-139.4 (-14.2)
D - D	-0.30	0.871	-35.9 (-3.6)
E - E	-[1.5(0.30)+4.5(0.20)]/6	0.866	3.0 (0.3)
F - F	-0.20	0.863	16.1 (1.7)
G - G	-0.20	0.866	15.7 (1.6)
H - H	-0.20	0.871	15.1 (1.6)
I - I	-0.20	0.876	14.6 (1.5)
J - J	-0.20	0.881	14.0 (1.5)
K - K	-0.20	0.944	6.6 (0.7)

4. Cubierta

De la Tabla 4.3.3(b), para $\gamma = 5.71° < 10°$, cubiertas de barlovento y sotavento, y $\bar{h}/d = 7.5/60 = 0.125 \leq 0.5$, los coeficientes de presión exterior, C_{pe}, son:

C_{pe} = -0.9, -0.4 (0.0 – 7.5 m)
= -0.5, 0.0 (7.5 – 15.0 m)
= -0.3, 0.1 (15.0 – 22.5 m)
= -0.2, 0.2 (22.5 – 60.0 m)

Por su parte, los factores K_A son iguales a 0.8 (según la Tabla 4.3.4) ya que las áreas tributarias correspondientes son mayores que 100 m^2; 241.2 m^2 para los marcos intermedios (ejes 2-2 a 10-10) y 120.6 m^2 para los marcos extremos (ejes 1-1 y 11-11), como se muestra en la Figura III.12(c).

Al emplear estos valores, según los **incisos 4.3.2.1, 4.3.2.1.1** y **4.3.2.1.2**, las presiones de diseño para la cubierta, en el sentido de los 60 m, son:

Para 0.0 – 7.5 m:

$$p_z = -0.9\,(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -304.6\,\text{Pa} \quad (-31.1\,\text{kg/m}^2)\text{; o}$$

$$p_z = -0.4\,(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -70.3\,\text{Pa} \quad (-7.1\,\text{kg/m}^2)$$

Para 7.5 – 15.0 m:

$$p_z = -0.5\,(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -117.2\,\text{Pa} \quad (-11.9\,\text{kg/m}^2)\text{; o}$$

$$p_z = \ 0.0\,(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = 117.2\,\text{Pa} \quad (12.0\,\text{kg/m}^2)$$

Para 15.0 – 22.5 m:

$$p_z = -0.3\,(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -23.4\,\text{Pa} \quad (-2.4\,\text{kg/m}^2)\text{; o}$$

$$p_z = \ 0.1(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = 164.1\text{Pa} \quad (16.8\,\text{kg/m}^2)$$

Para 22.5 – 60.0 m:

$$p_z = -0.2\,(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = 23.5\,\text{Pa} \quad (2.4\,\text{kg/m}^2)\text{; o}$$

$$p_z = \ 0.2\,(0.8)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = 210.9\,\text{Pa} \quad (21.6\,\text{kg/m}^2)$$

Debido a que en este caso se tienen dos coeficientes de presión exterior para cada una de las distancias horizontales a partir del muro de barlovento, el diseñador tendrá qué verificar cuál combinación de presiones es la más desfavorable para el diseño de la cubierta de la estructura principal ante la acción del viento en la dirección normal a las generatrices.

En las Figura III.13(a) y III.13(b) se muestran las presiones de diseño para la estructura principal cuando el viento actúa en la dirección normal a las generatrices.

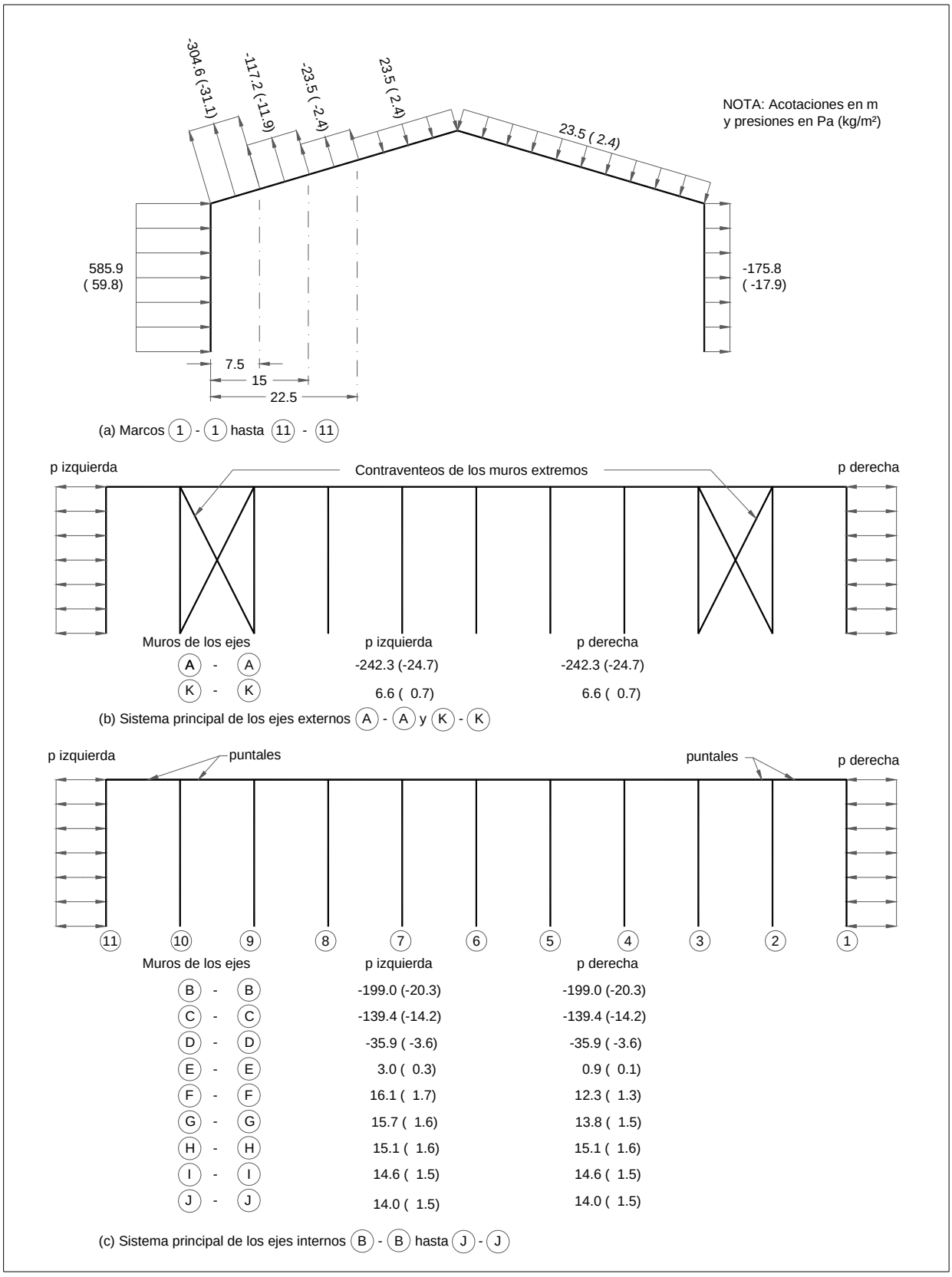


Figura III.13(a) Presiones de diseño para el sistema principal, cuando el viento es normal a las generatrices.

www.elsolucionario.org

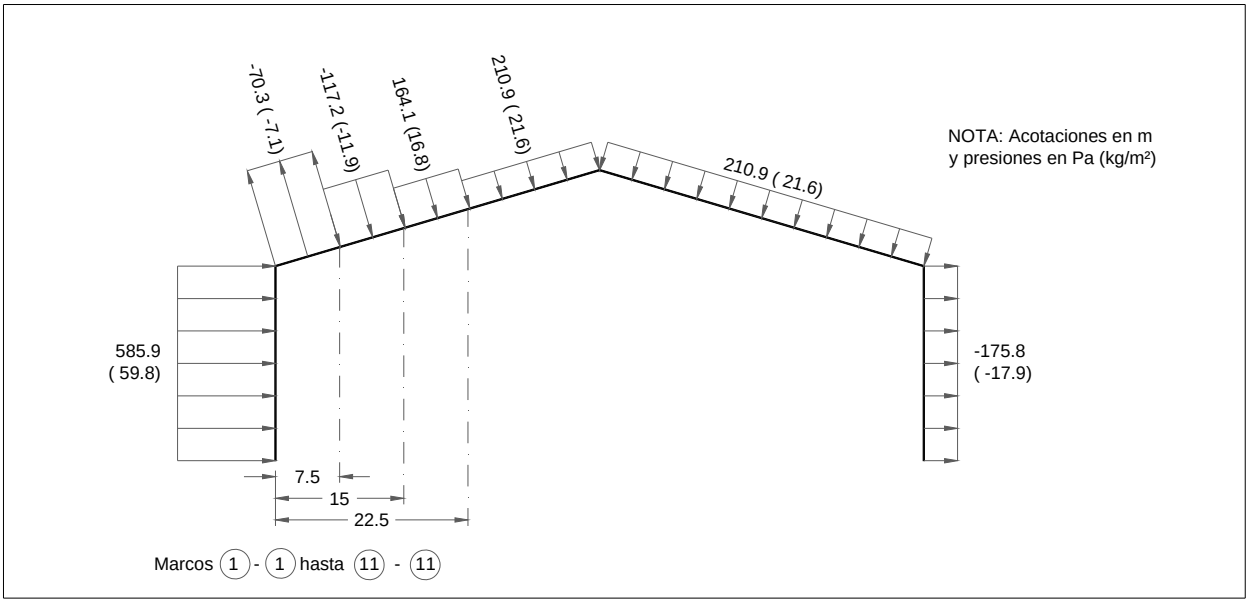


Figura III.13(b)

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m)

a. Muro de barlovento (muro A)

Para este muro y si $\theta = 90°$, de la Tabla 4.3.1 se tiene que $C_{pe} = 0.8$, y $K_A = 1.0$ debido a que no es muro lateral. De esta manera, se obtiene:

$$p_z = p_e - p_i = 0.8(1.0)(1.0)(585.9) - (468.7) = 0.0\,\text{Pa} \quad (0.0\,\text{kg/m}^2)$$

b. Muro de sotavento (muro B)

Para $\theta = 0°$, $d/b = 80/60 = 1.33 > 1$ y $\gamma = 5.71° < 10°$, el valor de C_{pe} es igual a -0.433 (véase la Tabla 4.3.1), mientras que $K_A = 1.0$ por no ser muro lateral. De tal manera, la presión de diseño es:

$$p_z = p_e - p_i = -0.433(1.0)(1.0)(585.9) - (468.7) = -722.4\,\text{Pa} \quad (-73.7\,\text{kg/m}^2)$$

c. Muros laterales (muros C y D)

De la Tabla 4.3.2, para $\bar{h} = 7.5\,\text{m}$, los coeficientes de presión exterior, en el sentido de los 80 m, son:

C_{pe}	= -0.65	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.50	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.30	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.20	(22.5 – 80.0 m)

Además, los factores K_A son 0.907 para un área tributaria de 24 m^2 y 0.869 para una de 48 m^2 (Figura III.12(c)), según la Tabla 4.3.4 y $K_L = 1.0$ para todos los ejes.

Con los datos anteriores, las presiones de diseño son:

Eje	C_{pe}	K_A	$p_z = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
1 – 1	-0.65	0.907	-814.1 (-83.1)
2 – 2	-[3.5(0.65)+4.5(0.50)]/8	0.869	-756.7 (-77.2)
3 – 3	-[3.0(0.50)+5.0(0.30)]/8	0.869	-659.6 (-67.3)
4 – 4	-[2.5(0.30)+5.5(0.20)]/8	0.869	-586.4 (-59.8)
5 – 5 a 10 – 10	-0.20	0.869	-570.5 (-58.2)
11 - 11	-0.20	0.907	-575.0 (-58.6)

d. Cubierta

Según la Tabla 4.3.3(b), para $\gamma = 5.71° < 10°$, cubiertas de barlovento y sotavento, y $\bar{h}/d = 7.5/80 = 0.094 \leq 0.5$, los coeficientes de presión exterior, C_{pe}, son:

C_{pe}	= -0.9, -0.4	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.5, 0.0	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.3, 0.1	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.2, 0.2	(22.5 – 80.0 m)

Los factores K_A son iguales a 0.8 (según la Tabla 4.3.4) ya que las áreas tributarias correspondientes son mayores que 100 m^2; 241.2 m^2 para los marcos intermedios (ejes 2-2 a 10-10) y 120.6 m^2 para los marcos extremos (ejes 1-1 y 11-11), como se muestra en la Figura III.12(c).

Con los valores anteriores, y con $K_L = 1.0$ para todos los ejes, las presiones de diseño para la cubierta, en el sentido de los 80 m, son:

Eje	C_{pe}	K_A	$p_z = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
1 – 1	-0.9	0.8	-890.5 (-90.9)
	-0.4	0.8	-656.2 (-66.9)
2 – 2	-[3.5(0.9)+4.5(0.5)]/8	0.8	-785.1 (-80.1)
	-[3.5(0.4)+4.5(0.0)]/8	0.8	-550.7 (-56.2)
3 – 3	-[3.0(0.5)+5.0(0.3)]/8	0.8	-644.5 (-65.7)
	-[3.0(0.0)-5.0(0.1)]/8	0.8	-439.4 (-44.8)
4 – 4	-[2.5(0.3)+5.5(0.2)]/8	0.8	-577.1 (-58.9)
	[2.5(0.1)+5.5(0.2)]/8	0.8	-389.6 (-39.7)
5 – 5 a 11 – 11	-0.2	0.8	-562.4 (-57.4)
	0.2	0.8	-375.0 (-38.2)

Como puede observarse en la tabla anterior, se tienen dos combinaciones para cada uno de los ejes, por tanto, el diseñador tendrá que verificar cuál de ellas es la más desfavorable para el diseño de la cubierta de la estructura principal ante la acción del viento en la dirección paralela a las generatrices.

Las presiones de diseño para la estructura principal cuando el viento actúa en la dirección paralela a las generatrices se muestran en las Figura III.14(a) y III.14(b).

NOTA: Las presiones de la cubierta asociadas al viento paralelo a las generatrices, se transfieren a los marcos a través de las viguetas, por lo que los contraventeos sólo resistirán las presiones laterales.

www.elsolucionario.org

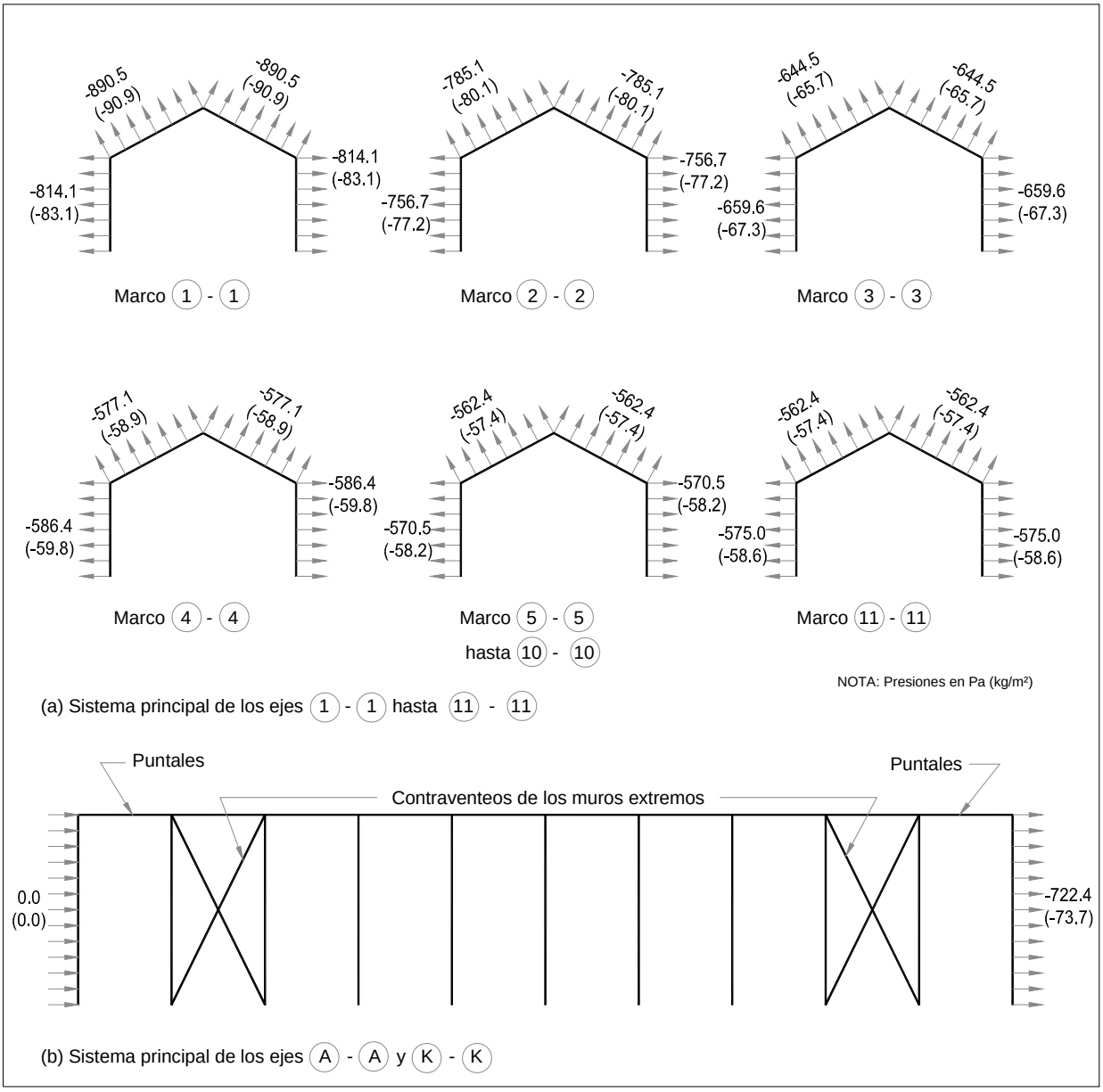


Figura III.14(a) Presiones de diseño para el sistema principal, cuando el viento es paralelo a las generatrices.

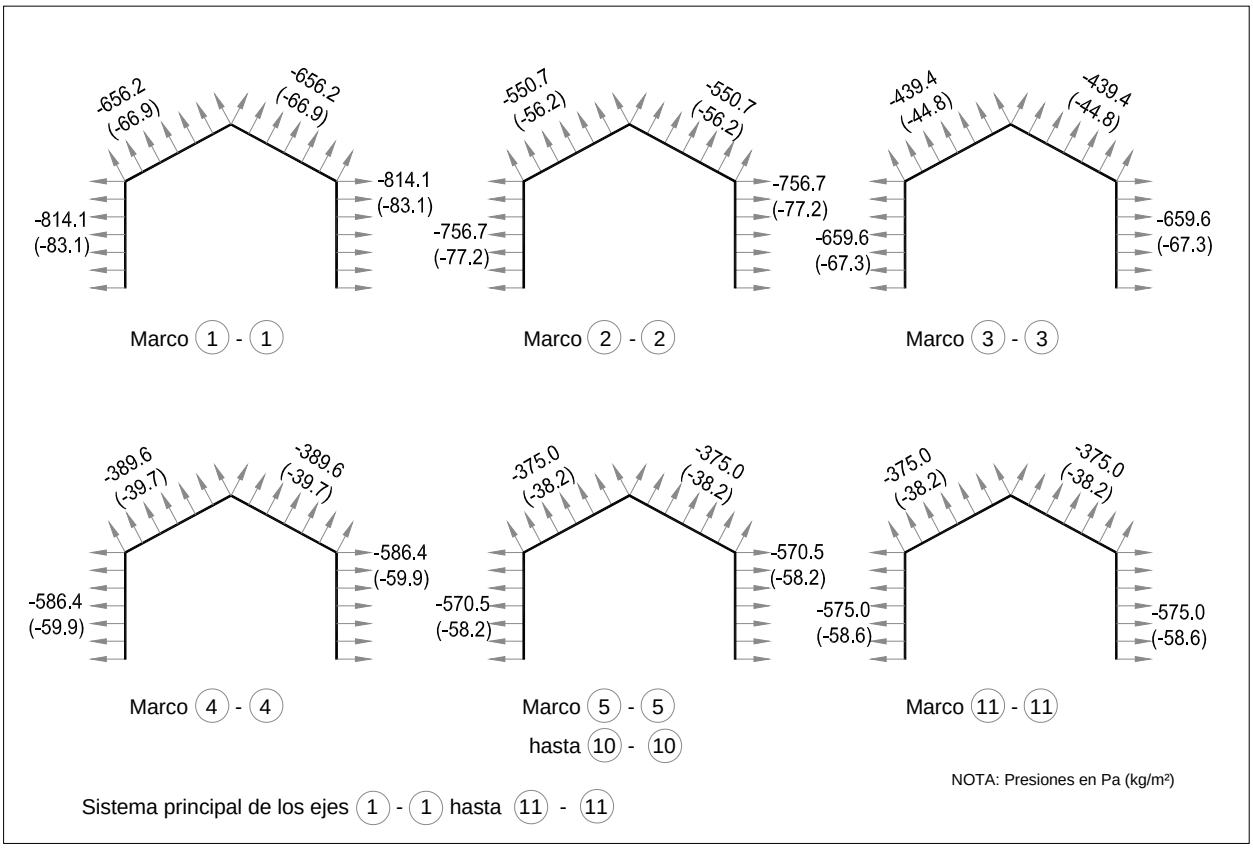


Figura III.14(b)

5.3) Cálculo de las presiones de diseño para los elementos secundarios de la estructura

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

Debido a que los elementos secundarios de la construcción son aquéllos sobre los que van a fijarse los paneles (recubrimientos), es necesario tomar en cuenta el efecto de las presiones locales según el **inciso 4.3.2.1.1**. De la Figura 4.3.4(a) ($\bar{h} \le 25\,m$), para esta dirección del viento, se tiene que:

$$a_0 = \bar{h} = 7.5\,m \begin{cases} < 0.2b = 0.2 \times 80 = 16\,m \\ < 0.2d = 0.2 \times 60 = 12\,m \end{cases}$$

1. Largueros del muro de barlovento (muro C)

De acuerdo con la Tabla 4.3.5 (muro MBA1), el factor de presión local, K_L, es igual a 1.25; de la Tabla 4.3.1, $C_{pe} = 0.8$; $K_A = 1.0$, por no tratarse de un muro lateral. Por tanto, la presión de diseño local es:

$$p_{zl} = 0.8\,(1.0)\,(1.25)\,(585.9) - (-117.2) = 703.1\text{Pa} \quad (71.8\,\text{kg/m}^2)$$

Sin embargo, el área tributaria de los largueros de este muro es de 16 m^2 > 0.25(7.5 m)^2 = 14.06 m^2 (Tabla 4.3.5), por lo que la presión anterior es aplicable sólo en un área de 14.06 m^2. Para el área tributaria restante de estos largueros se toma $K_L = 1.0$ (**inciso 4.3.2.1.1**). Así, la presión de diseño local para esta área restante es:

$$p_{zl} = 0.8\,(1.0)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = 585.9\,\text{Pa} \quad (59.8\,\text{kg/m}^2)$$

En la Figura III.15 se muestran estas presiones para los largueros del muro C cuando el viento es normal a las generatrices. Es importante señalar que el área de afectación (14.06 m^2) se coloca en el centro suponiendo que ésta es la condición más desfavorable. No obstante, el diseñador deberá prever las otras condiciones para poder establecer cuál de ellas es la más crítica.

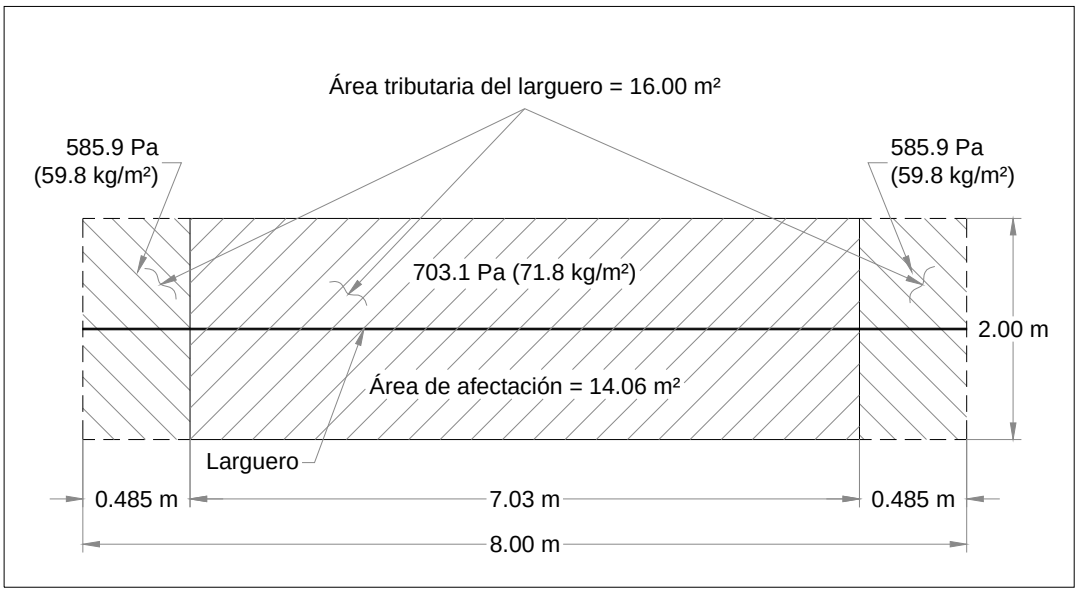


Figura III.15 Presiones para los largueros del muro C. Viento normal a las generatrices.

La otra condición que se establece en el **inciso 4.3.2.1.1** es que $K_L = 1.0$ para toda el área tributaria. Así, la presión de diseño para esta condición sería:

www.elsolucionario.org

$$p_{zl} = 0.8\,(1.0)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = 585.9\,\text{Pa} \quad (59.8\,\text{kg/m}^2)$$

La cual resulta ser menos desfavorable que la condición anterior.

2. Largueros del muro de sotavento (muro D)

En el caso de los largueros de este muro se tiene lo siguiente: $C_{pe} = -0.5$ (según la Tabla 4.3.1, con $\theta = 0°$, d/b $= 60/80 = 0.75 \leq 1$ y $\gamma = 5.71° < 10°$); además $K_A = 1.0$ por no ser muro lateral y $K_L = 1.0$ por no requerirse en la Tabla 4.3.5. Así, la presión de diseño local para estos largueros es:

$$p_{zl} = -0.5\,(1.0)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -175.8\,\text{Pa} \quad (-17.9\,\text{kg/m}^2)$$

Debido a que no hay restricciones en cuanto al área de afectación, esta presión local debe aplicarse en toda el área tributaria correspondiente a estos largueros.

3. Largueros de los muros laterales (muros A y B)

Para calcular las presiones locales de diseño de estos elementos se obtiene, de la Tabla 4.3.2 (con $\bar{h} = 7.5\,\text{m}$):

C_{pe}	= -0.65	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.50	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.30	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.20	(22.5 – 60.0 m)

Según la Tabla 4.3.4, para un área tributaria de los largueros igual a 12 m^2, se tiene que $K_A = 0.99$.

Por su parte, y de acuerdo con el **inciso 4.3.2.1.1** y la Tabla 4.3.5, el factor de presión local, K_L, vale 1.0, 1.5 o 2.0 dependiendo de su distancia al borde de barlovento.

Con los valores anteriores, se tienen los casos siguientes para los largueros que van del eje A al eje B.

Cuando $K_L = 1.0$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65\,(0.99)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -259.8\,\text{Pa} \quad (-26.5\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 – 6.00\ \text{m})$$

Cuando $K_L = 1.5$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65\,(0.99)\,(1.5)\,(585.9) - (-117.2) = -448.3\,\text{Pa} \quad (-45.7\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 6.00\ \text{m})$$

Cuando $K_L = 2.0$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65\,(0.99)\,(2.0)\,(585.9) - (-117.2) = -636.9\,\text{Pa} \quad (-65.0\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 3.75\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.65\,(0.99)\,(1.0)\,(585.9) - (-117.2) = -259.8\,\text{Pa} \quad (-26.5\,\text{kg/m}^2) \quad (3.75 - 6.00\ \text{m})$$

En la Figura III.16 se muestran los tres casos alternativos de las presiones locales de diseño anteriores para los largueros que van del eje A al eje B. Entre estos casos el diseñador deberá escoger el más crítico.

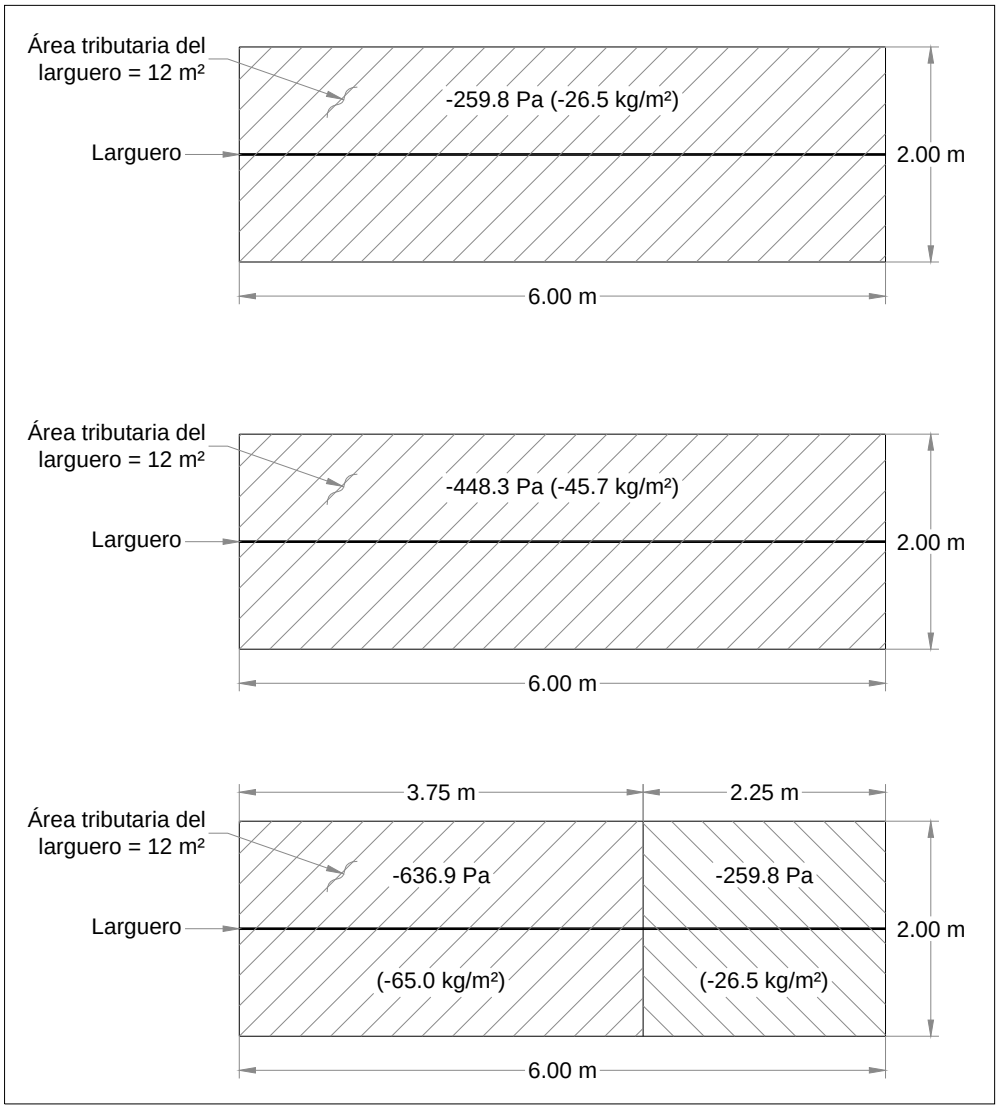


Figura III.16

De manera similar, se tienen los casos siguientes para los largueros que van del eje B al eje C:

Cuando $K_L = 1.5$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65(0.99)(1.5)(585.9) - (-117.2) = -448.3\,\text{Pa} \quad (-45.7\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 1.50\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.50(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = -172.8\,\text{Pa} \quad (-17.6\,\text{kg/m}^2) \quad (1.50 - 6.00\ \text{m})$$

Cuando $K_L = 1.0$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = -259.8\,\text{Pa} \quad (-26.5\ \text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 1.50\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.50(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = -172.8\,\text{Pa} \quad (-17.6\,\text{kg/m}^2) \quad (1.50 - 6.00\ \text{m})$$

Para los largueros localizados entre los ejes restantes de los muros A y B, los factores de presión local valdrán 1.0 en tanto que, los factores de presión exterior variarán según su ubicación con respecto al muro de barlovento (muro C en este caso). Así, las presiones locales de diseño para estos largueros serán:

Largueros del eje C al eje D:

$$p_{zl} = -0.50(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = -172.8\,\text{Pa} \quad (-17.6\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 3.00\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.30(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = -56.8\,\text{Pa} \quad (-5.8\,\text{kg/m}^2) \quad (3.00 - 6.00\ \text{m})$$

Largueros del eje D al eje E:

$$p_{zl} = -0.30(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = -56.8\,\text{Pa} \quad (-5.8\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 4.50\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.20(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = 1.2\,\text{Pa} \quad (0.2\,\text{kg/m}^2) \quad (4.50 - 6.00\ \text{m})$$

Largueros del eje E al eje F hasta los largueros del eje J al eje K:

$$p_{zl} = -0.20(0.99)(1.0)(585.9) - (-117.2) = 1.2\,\text{Pa} \quad (0.2\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 6.00\ \text{m})$$

4. <u>Viguetas de la cubierta</u>

Para $\bar{h}/d = 7.5/60 = 0.125 \le 0.5$ y $\gamma = 5.71° < 10°$, cubiertas de barlovento y sotavento, los coeficientes de presión exterior, C_{pe}, son (Tabla 4.3.3(b)):

www.elsolucionario.org

C_{pe} = -0.9, -0.4 (0.0 – 7.5 m)
= -0.5, 0.0 (7.5 – 15.0 m)
= -0.3, 0.1 (15.0 – 22.5 m)
= -0.2, 0.2 (22.5 – 60.0 m)

Por su parte, para un área tributaria de las viguetas igual 12.1 m^2, $K_A = 0.986$ (Tabla 4.3.4).

De acuerdo con la Tabla 4.3.5 y lo especificado en el **inciso 4.3.2.1.1**, el factor de presión local, K_L, vale 1.0, 1.5 o 2.0 dependiendo de su distancia al borde de barlovento o al eje de la cumbrera. Así, las presiones locales de diseño para las viguetas de la cubierta serán:

Tipo de vigueta	Ubicación con respecto al muro C (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{zl} = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
A	0.00 - 3.75	-0.9	0.986	2.0	**-922.7 (-94.1)**
		-0.9	0.986	1.0	-402.7 (-41.1)
		-0.4	0.986	2.0	-345.0 (-35.2)
		-0.4	0.986	1.0	-113.9 (-11.6)
B	3.75 - 7.50	-0.9	0.986	1.5	**-662.7 (-67.6)**
		-0.9	0.986	1.0	-402.7 (-41.1)
		-0.4	0.986	1.5	-229.4 (-23.4)
		-0.4	0.986	1.0	-113.9 (-11.6)
C	7.50 - 15.00	-0.5	0.986	1.0	**-171.6 (-17.5)**
		0.0	0.986	1.0	117.2 (12.0)
D	15.00 - 22.50	-0.3	0.986	1.0	-56.1 (-5.7)
		0.1	0.986	1.0	**175.0 (17.9)**
E	22.50 - 60.00	-0.2	0.986	1.0	1.7 (0.2)
		0.2	0.986	1.0	**232.7 (23.8)**

NOTA: Los valores en negrillas son los más desfavorables (en valor absoluto) para la ubicación correspondiente con respecto al muro C.

En resumen, en la Figura III.17 se muestran las presiones de diseño local para las viguetas de la cubierta cuando la dirección del viento es normal a las generatrices. Es importante señalar que estas presiones fueron seleccionadas suponiendo que son las que dan la condición más desfavorable.

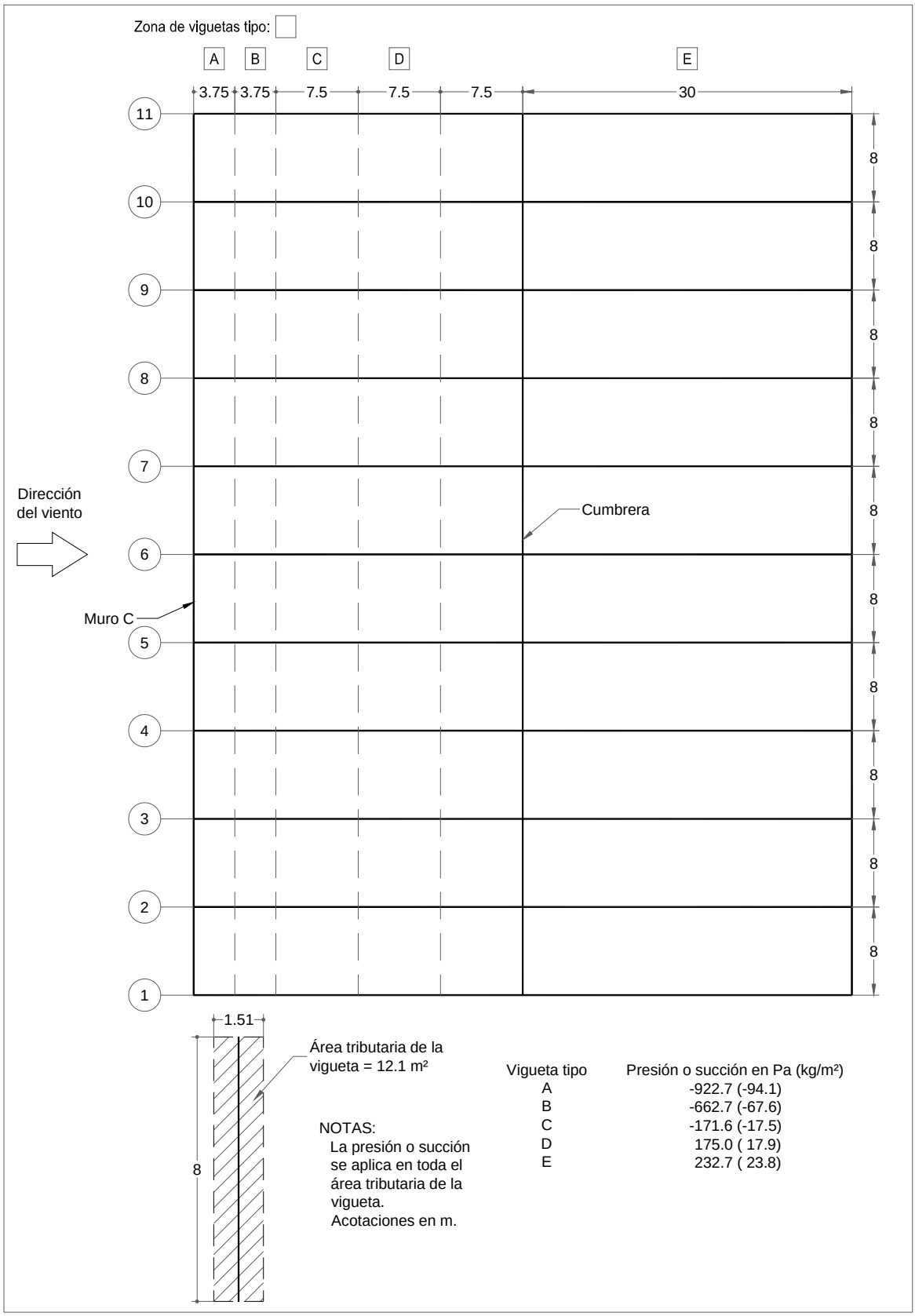


Figura III.17 Presiones locales de diseño para los elementos secundarios de la cubierta, cuando el viento es normal a las generatrices

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m)

Para esta dirección del viento se tiene que (Figura 4.3.4(b), $\bar{h} \le 25\,m$):

$$a_0 = \bar{h} = 7.5\,m \begin{cases} < 0.2b = 0.2 \times 60 = 12\,m \\ < 0.2d = 0.2 \times 80 = 16\,m \end{cases}$$

1. Largueros del muro de barlovento (muro A)

Según la Tabla 4.3.5 (muro MBA1), el factor K_L vale 1.25; de la Tabla 4.3.1, $C_{pe} = 0.8$; $K_A = 1.0$, por no tratarse de muro lateral. Así, la presión de diseño local es:

$$p_{zl} = 0.8(1.0)(1.25)(585.9) - (468.7) = 117.2\,Pa \quad (12.0\,kg/m^2)$$

El área tributaria de los largueros de este muro es de 12 $m^2 \le 0.25(7.5\ m)^2$ = 14.06 m^2 (Tabla 4.3.5), por lo que la presión anterior es aplicable en toda el área tributaria.

La otra condición que se establece en el **inciso 4.3.2.1.1** es que $K_L = 1.0$ para toda el área tributaria. Así, la presión de diseño para esta condición sería:

$$p_{zl} = 0.8(1.0)(1.0)(585.9) - (468.7) = 0.0\,Pa \quad (0.0\,kg/m^2)$$

La cual resulta ser menos desfavorable que la condición anterior.

En la Figura III.18 se muestran las presiones locales de diseño para los largueros del muro A cuando el viento es paralelo a las generatrices.

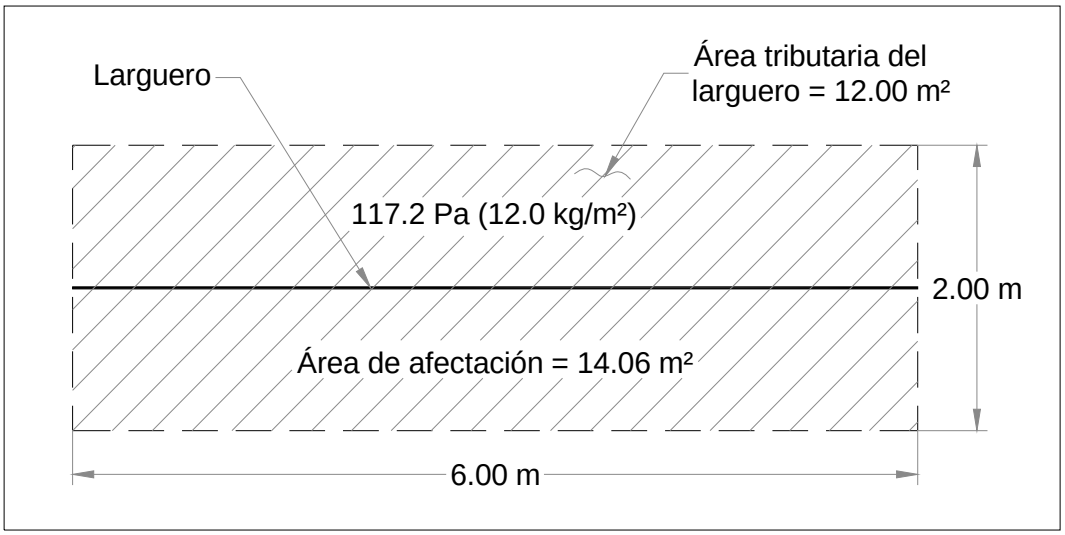


Figura III.18

www.elsolucionario.org

2. Largueros del muro de sotavento (muro B)

En el caso de los largueros de este muro se tiene lo siguiente: $C_{pe} = -0.433$ (según la Tabla 4.3.1, con $\theta = 90°$, d/b $= 80/60 = 1.33 > 1$ y $\gamma = 5.71° < 10°$); además $K_A = 1.0$ por no ser muro lateral y $K_L = 1.0$ por no requerirse en la Tabla 4.3.5. Así, la presión de diseño local para estos largueros es:

$$p_{zl} = -0.433(1.0)(1.0)(585.9) - (468.7) = -722.4 \text{ Pa} \quad (-73.7 \text{ kg/m}^2)$$

Debido a que no hay restricciones en cuanto al área de afectación, esta presión local debe aplicarse en toda el área tributaria correspondiente a estos largueros.

3. Largueros de los muros laterales (muros C y D)

Para calcular las presiones locales de diseño de estos elementos se obtiene, de la Tabla 4.3.2 (con $\bar{h} = 7.5$ m):

C_{pe}	= -0.65	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.50	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.30	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.20	(22.5 – 60.0 m)

Para un área tributaria de los largueros igual a 16 m^2 y según la Tabla 4.3.4, se tiene que $K_A = 0.96$.

Por su parte, y de acuerdo con el **inciso 4.3.2.1.1** y la Tabla 4.3.5, el factor de presión local, K_L, vale 1.0, 1.5 o 2.0 dependiendo de su distancia al borde de barlovento.

Con los valores anteriores, se tienen los casos siguientes para los largueros que van del eje 1 al eje 2.

Cuando $K_L = 1.0$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65(0.96)(1.0)(585.9) - (468.7) = -834.3 \text{ Pa} \quad (-85.1 \text{kg/m}^2) \quad (0.00 – 7.50 \text{ m})$$

$$p_{zl} = -0.50(0.96)(1.0)(585.9) - (468.7) = -749.9 \text{ Pa} \quad (-76.5 \text{ kg/m}^2) \quad (7.50 – 8.00 \text{ m})$$

Cuando $K_L = 1.5$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65\,(0.96)\,(1.5)\,(585.9) - (468.7) = -1017.1\text{Pa} \quad (-103.8\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 7.50\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.50\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -749.9\,\text{Pa} \quad (-76.5\,\text{kg/m}^2) \quad (7.50 - 8.00\ \text{m})$$

Cuando $K_L = 2.0$ la presión local de diseño es:

$$p_{zl} = -0.65\,(0.96)\,(2.0)\,(585.9) - (468.7) = -1199.9\,\text{Pa} \quad (-122.4\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 3.75\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.65\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -834.3\,\text{Pa} \quad (-85.1\text{kg/m}^2) \quad (3.75 - 7.50\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.50\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -749.9\,\text{Pa} \quad (-76.5\,\text{kg/m}^2) \quad (7.50 - 8.00\ \text{m})$$

En la Figura III.19 se muestran los tres casos alternativos de las presiones locales de diseño anteriores para los largueros que van del eje 1 al eje 2. El diseñador deberá escoger la condición más crítica.

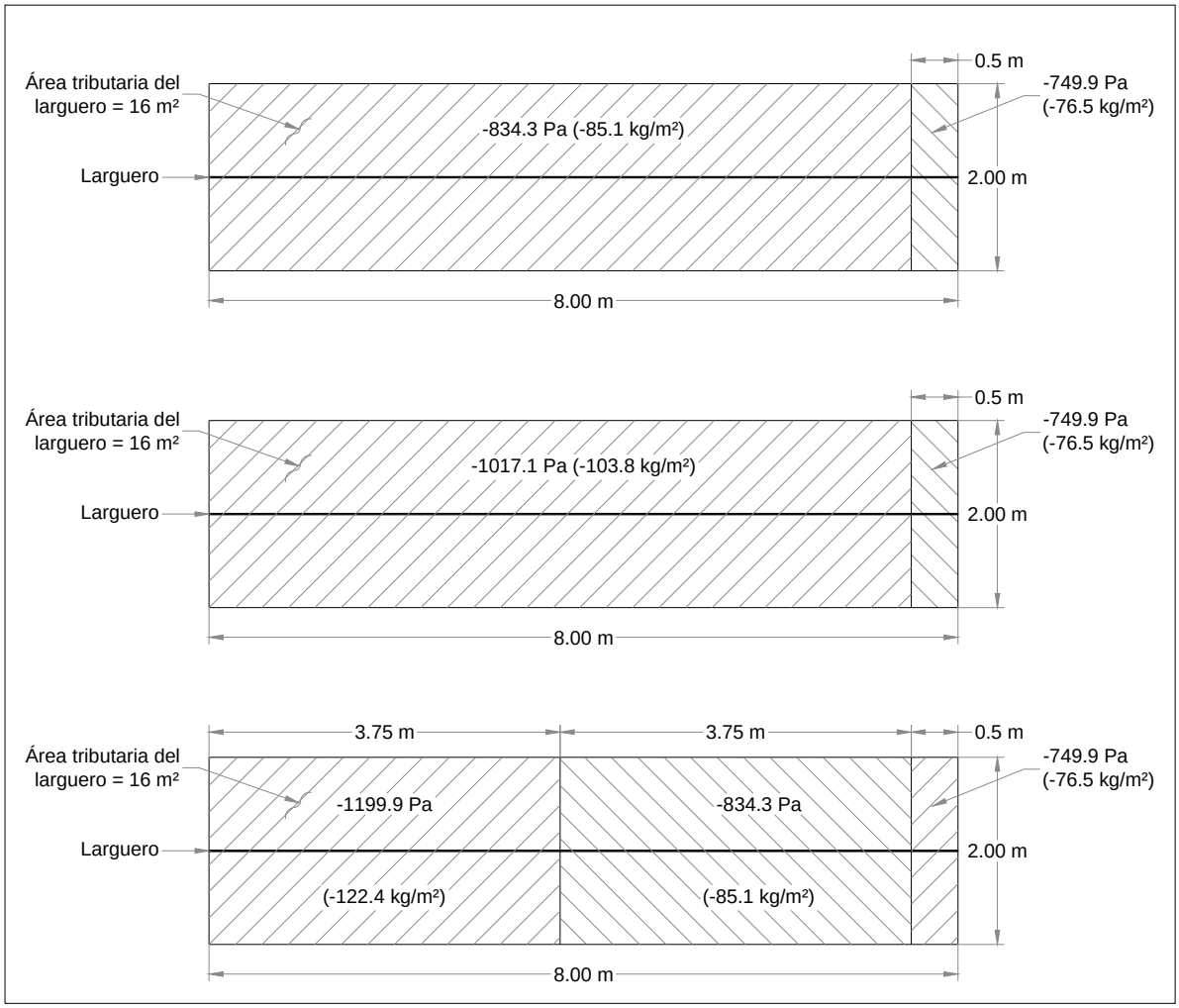


Figura III.19

Para los largueros localizados entre los ejes restantes de los muros C y D, los factores de presión local valdrán 1.0 en tanto que, los factores de presión exterior variarán según su ubicación con respecto al muro de barlovento (muro A en este caso). Así, las presiones locales de diseño para estos largueros serán:

Largueros del eje 2 al eje 3:

$$p_{zl} = -0.50\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -749.9\,\text{Pa} \quad (-76.5\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 7.00\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.30\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -637.4\,\text{Pa} \quad (-65.0\,\text{kg/m}^2) \quad (7.00 - 8.00\ \text{m})$$

Largueros del eje 3 al eje 4:

$$p_{zl} = -0.30\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -637.4\,\text{Pa} \quad (-65.0\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 6.50\ \text{m})$$

$$p_{zl} = -0.20\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -581.2\,\text{Pa} \quad (-59.3\,\text{kg/m}^2) \quad (6.50 - 8.00\ \text{m})$$

Largueros del eje 4 al eje 5 hasta los largueros del eje 10 al eje 11:

$$p_{zl} = -0.20\,(0.96)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -581.2\,\text{Pa} \quad (-59.3\,\text{kg/m}^2) \quad (0.00 - 8.00\ \text{m})$$

4. Viguetas de la cubierta

Para $\bar{h}/d = 7.5/80 = 0.094 \leq 0.5$ y $\gamma = 5.71° < 10°$, los coeficientes de presión exterior, C_{pe}, son (Tabla 4.3.3(b)):

C_{pe}	= -0.9, -0.4	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.5, 0.0	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.3, 0.1	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.2, 0.2	(22.5 – 80.0 m)

Dado que el área tributaria de estas viguetas es de 12.1 m^2, $K_A = 0.986$ (Tabla 4.3.4). Por tanto, con estos valores y considerando que el factor de presión local, K_L, vale 1.0, 1.5 o 2.0, dependiendo de su distancia al borde de barlovento (**inciso 4.3.2.1.1** y Tabla 4.3.5), se tienen las siguientes presiones locales de diseño:

www.elsolucionario.org

Viguetas ubicadas entre los ejes	Distancia en la vigueta (m)	C_{pe}	K_L	p_{zl} Pa (kg/m^2)
1 y 2	0.00 - 7.50	-0.9	1.0	-988.6 (-100.9)
	7.50 - 8.00	-0.5	1.0	-757.5 (-77.3)
	0.00 - 7.50	-0.4	1.0	-699.8 (-71.4)
	7.50 - 8.00	0.0	1.0	-468.7 (-47.8)
	0.00 - 7.50	-0.9	1.5	**-1248.6 (-127.4)**
	7.50 - 8.00	-0.5	1.0	**-757.5 (-77.3)**
	0.00 - 7.50	-0.4	1.5	-815.3 (-83.2)
	7.50 - 8.00	0.0	1.0	-468.7 (-47.8)
	0.00 - 3.75	-0.9	2.0	-1508.6 (-153.9)
	3.75 - 7.50	-0.9	1.0	-988.6 (-100.9)
	7.50 - 8.00	-0.5	1.0	-930.9 (-95.0)
	0.00 - 3.75	-0.4	2.0	-699.8 (-71.4)
	3.75 - 7.50	-0.4	1.0	-468.7 (-47.8)
	7.50 - 8.00	0.0	1.0	-930.9 (-95.0)

Para las viguetas localizadas entre los ejes restantes de los muros C y D, los factores de presión local valdrán 1.0 en tanto que, los factores de presión exterior variarán según su ubicación con respecto al muro de barlovento (muro A en este caso). Así, las presiones locales de diseño para estas viguetas serán:

Viguetas ubicadas entre los ejes	Distancia en la vigueta (m)	C_{pe}	p_{zl} Pa (kg/m^2)
2 y 3	0.00 - 7.00	-0.5	**-757.5 (-77.3)**
	7.00 - 8.00	-0.3	**-642.0 (-65.5)**
	0.00 - 7.00	0.0	-468.7 (-47.8)
	7.00 - 8.00	0.1	-410.9 (-41.9)

Viguetas ubicadas entre los ejes	Distancia en la vigueta (m)	C_{pe}	p_{zl} Pa (kg/m^2)
3 y 4	0.00 - 6.50	-0.3	**-642.0 (-65.5)**
	6.50 - 8.00	-0.2	**-584.2 (-59.6)**
	0.00 - 6.50	0.1	-410.9 (-41.9)
	6.50 - 8.00	0.2	-353.2 (-36.0)

Viguetas ubicadas entre los ejes	Distancia en la vigueta (m)	C_{pe}	p_{zl} Pa (kg/m^2)
4 y 5 hasta 10 y 11	0.00 - 8.00	-0.2	**-584.2 (-59.6)**
	0.00 - 8.00	0.2	-353.2 (-36.0)

En la Figura III.20 se presentan las presiones de diseño local para las viguetas de la cubierta cuando la dirección del viento es paralela a las generatrices. Estas presiones se muestran suponiendo que los valores anotados en negrillas en las cuatro tablas anteriores son los que presentan las condiciones más desfavorables.

5.4) Cálculo de las presiones de diseño para los recubrimientos de la estructura

Considerando que no es peligroso el desprendimiento de los recubrimientos, éstos se diseñarán como si se tratara de una estructura perteneciente al Grupo B (**inciso 4.1.3**) de manera que la presión dinámica de base será la misma que para la estructura principal. Así, esta presión valdrá 585.9 Pa (59.8 kg/m^2) y las presiones interiores de diseño serán: -117.2 Pa (-12.0 kg/m^2) y 468.7 Pa (47.8 kg/m^2) cuando el viento es normal y paralelo a las generatrices, respectivamente.

Por su parte, el factor de reducción K_A vale 1.0 debido a que el área tributaria de cada uno de los recubrimientos es de 1.86 m^2 $\leq$ 10 m^2.

Es importante señalar que aún cuando aquí se presentan las presiones actuantes sobre los recubrimientos correspondientes a algunos de los casos de la Tabla 4.3.5, éstas no se aplican simultáneamente para el diseño, por lo que debe verificarse la condición más desfavorable de acuerdo con el tamaño y la posición de los recubrimientos.

A) Viento normal a las generatrices (a lo largo de los 60 m)

Para esta dirección $a_0 = \bar{h} = 7.5\,\text{m}$, $0.5a_0 = 3.75\,\text{m}$, $a_0^2 = 56.25\,\text{m}^2$ y $0.25a_0^2 = 14.06\,\text{m}^2$.

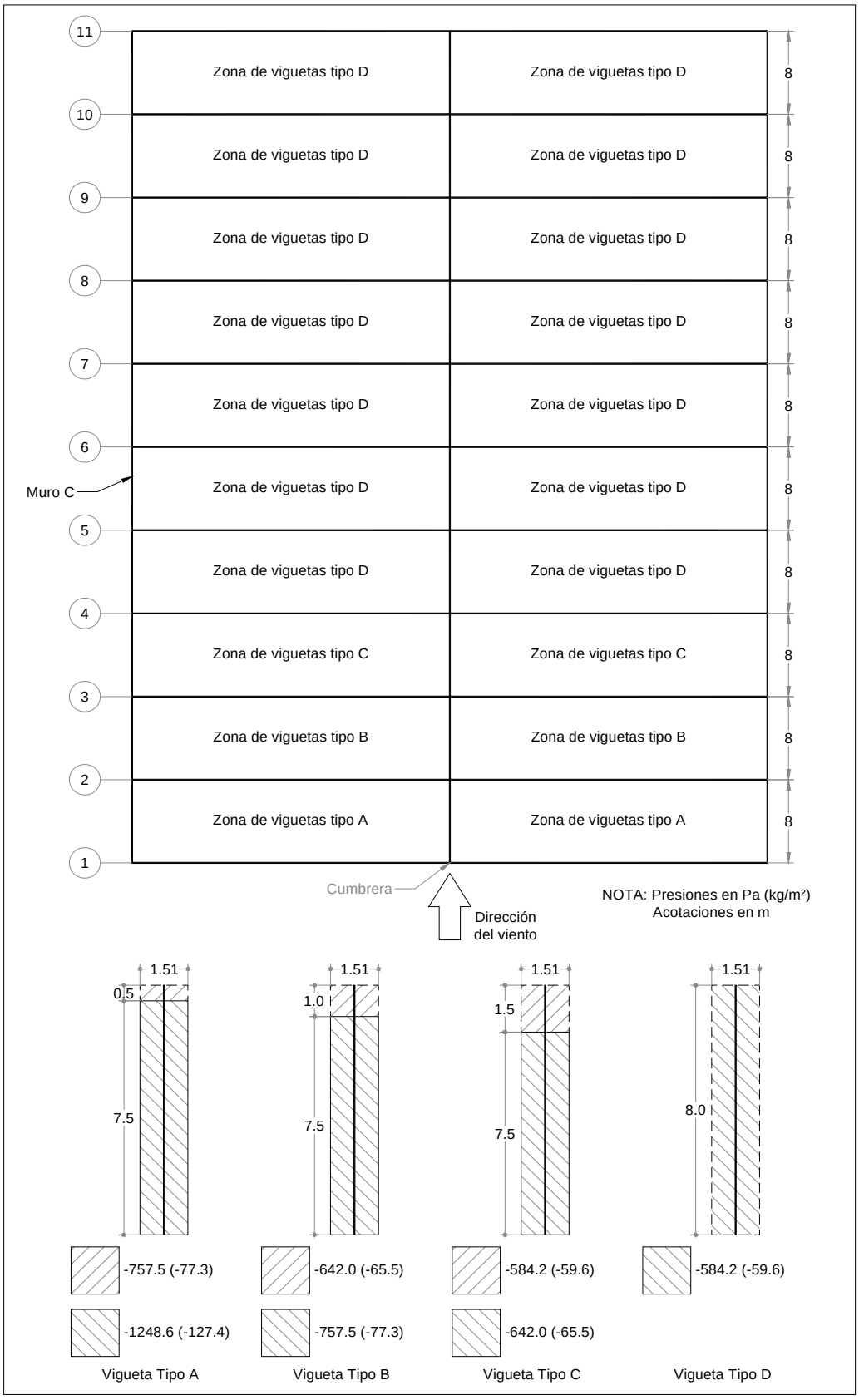


Figura III.20 Presiones locales de diseño para los elementos secundarios de la cubierta, cuando el viento es paralelo a las generatrices.

www.elsolucionario.org

1. Recubrimientos del muro de barlovento (muro C)

Según la Tabla 4.3.1 el coeficiente de presión exterior vale 0.8, y según la Tabla 4.3.5 e **inciso 4.3.2.1.1** el factor K_L es igual a 1.25 o 1.00. Por tanto, la presión de diseño local para los recubrimientos del muro C, cuando el viento es normal a las generatrices, es:

$$p_{zl} = 0.8(1.0)(1.25)(585.9) - (-117.2) = 703.1\text{Pa} \quad (71.8\,\text{kg/m}^2)\text{ ; o}$$

$$p_{zl} = 0.8(1.0)(1.0)(585.9) - (-117.2) = 585.9\,\text{Pa} \quad (59.8\,\text{kg/m}^2)$$

Por lo que la condición más desfavorable es la primera de estas dos últimas presiones.

2. Recubrimientos del muro de sotavento (muro D)

Para los recubrimientos de este muro se tiene que $C_{pe} = -0.5$ (Tabla 4.3.1) y $K_L = 1.0$ debido a que no se requiere en la Tabla 4.3.5. Así, se tiene que:

$$p_{zl} = -0.5(1.0)(1.0)(585.9) - (-117.2) = -175.8\,\text{Pa} \quad (-17.9\,\text{kg/m}^2)$$

3. Recubrimientos de los muros laterales (muros A y B)

Para calcular las presiones locales de diseño de estos recubrimientos, de la Tabla 4.3.2 (con $\bar{h} = 7.5\,\text{m}$) se obtienen los coeficientes de presión exterior:

C_{pe}	= -0.65	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.50	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.30	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.20	(22.5 – 60.0 m)

Con estos valores y de acuerdo con el **inciso 4.3.2.1.1** y la Tabla 4.3.5, las presiones de diseño local de los recubrimientos de los muros A y B, cuando el viento es normal a las generatrices, son:

Ubicación de los recubrimientos de los muros laterales A y B con respecto al muro de barlovento, C, (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{zl} = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
0.00 - 3.75	-0.65	1.0	2.0	**-644.5 (-65.7)**
	-0.65	1.0	1.0	-263.6 (-26.9)
3.75 - 7.50	-0.65	1.0	1.5	**-454.1 (-46.3)**
	-0.65	1.0	1.0	-263.6 (-26.9)
7.50 - 15.00	-0.5	1.0	1.0	-175.8 (-17.9)
15.00 - 22.50	-0.3	1.0	1.0	-58.6 (-5.9)
22.50 - 60.00	-0.2	1.0	1.0	0.0 (0.0)

NOTA: Los valores en negrillas son los más desfavorables para la ubicación de los recubrimientos con respecto al muro C.

4. Recubrimientos de la cubierta

En este caso los coeficientes de presión exterior son:

C_{pe} = -0.9, -0.4 (0.0 – 7.5 m)
= -0.5, 0.0 (7.5 – 15.0 m)
= -0.3, 0.1 (15.0 – 22.5 m)
= -0.2, 0.2 (22.5 – 60.0 m)

Según el **inciso 4.3.2.1.1** y la Tabla 4.3.5, los coeficientes de presión local valen 1.0, 1.5 o 2.0, dependiendo de su distancia al borde de barlovento y a la cumbrera. Así, las presiones de diseño local para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es normal a las generatrices, son:

Ubicación de los recubrimientos de la cubierta con respecto al muro de barlovento, C, (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{zl} = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
0.00 - 3.75	-0.9	1.0	2.0	**-937.4 (-95.6)**
	-0.9	1.0	1.0	-410.1 (-41.8)
	-0.4	1.0	2.0	-351.5 (-35.8)
	-0.4	1.0	1.0	-117.2 (-11.9)
3.75 - 7.50	-0.9	1.0	1.5	**-673.8 (-68.7)**
	-0.9	1.0	1.0	-410.1 (-41.8)
	-0.4	1.0	1.5	-234.3 (-23.9)
	-0.4	1.0	1.0	-117.2 (-11.9)
7.50 - 15.00	-0.5	1.0	1.0	**-175.8 (-17.9)**
	0.0	1.0	1.0	117.2 (12.0)
15.00 - 22.50	-0.3	1.0	1.0	-58.6 (-5.9)
	0.1	1.0	1.0	**175.8 (18.0)**
22.50 - 60.00	-0.2	1.0	1.0	0.0 (0.0)
	0.2	1.0	1.0	**234.4 (24.0)**

NOTA: Los valores en negrillas son los más desfavorables (en valor absoluto) para la ubicación con respecto al muro C.

La distribución de estas presiones se muestra en la Figura III.21. Estas presiones deberán aplicarse en toda el área tributaria de los recubrimientos.

B) Viento paralelo a las generatrices (a lo largo de los 80 m)

Para esta dirección también se tiene que $a_0 = \bar{h} = 7.5\,m$, $0.5a_0 = 3.75\,m$, $a_0^2 = 56.25\,m^2$ y $0.25a_0^2 = 14.06\,m^2$.

1. Recubrimientos del muro de barlovento (muro A)

Según la Tabla 4.3.1 el coeficiente de presión exterior vale 0.8, y según la Tabla 4.3.5 e **inciso 4.3.2.1.1** el factor K_L es igual a 1.25 o 1.00. Por tanto, la presión de diseño local para los recubrimientos del muro A, cuando el viento es paralelo a las generatrices, es:

www.elsolucionario.org

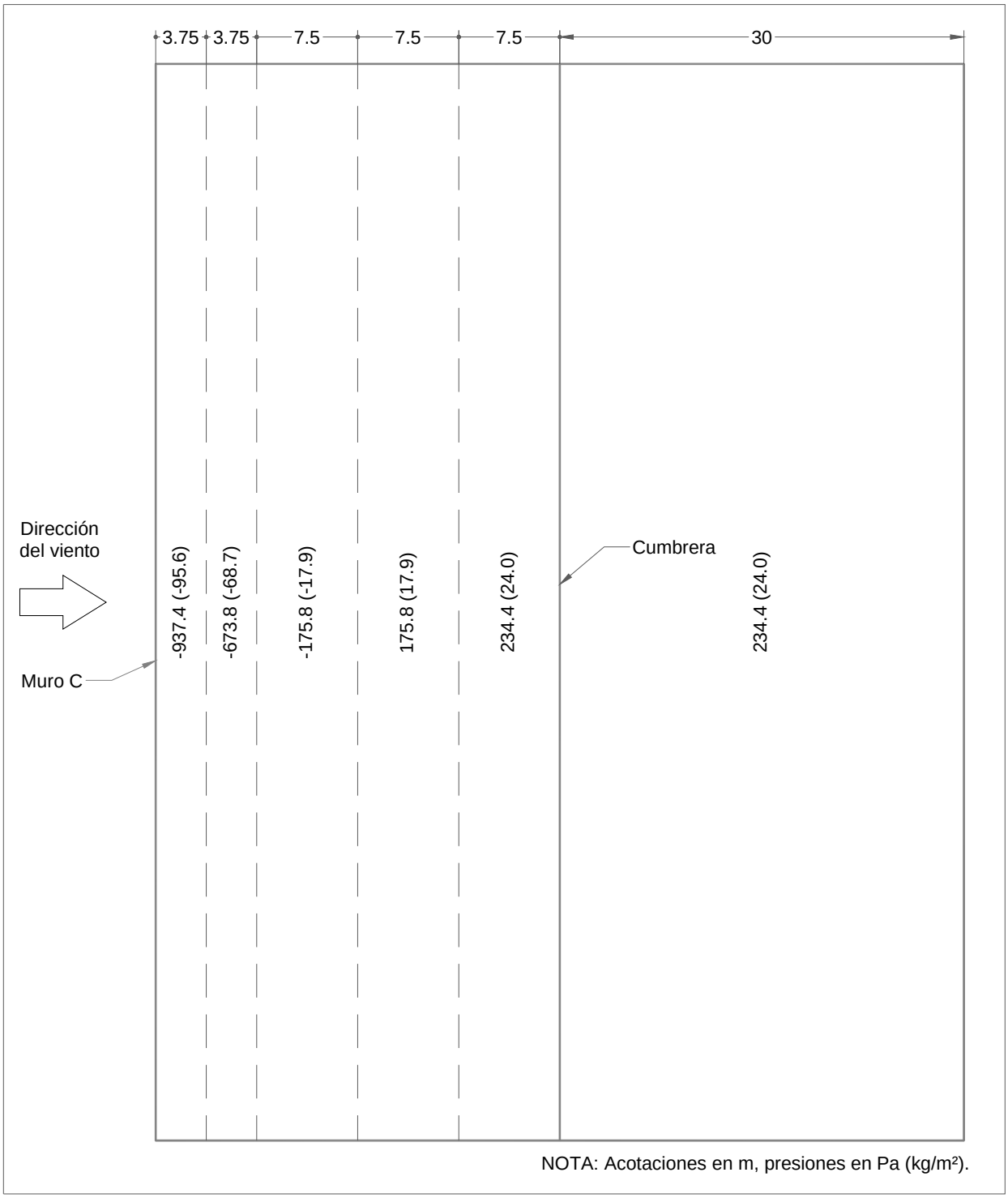


Figura III.21 Presiones de diseño local para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es normal a las generatrices

$$p_{zl} = 0.8(1.0)(1.25)(585.9) - (468.7) = 117.2\,\text{Pa} \quad (12.0\,\text{kg/m}^2)\text{; o}$$

$$p_{zl} = 0.8(1.0)(1.0)(585.9) - (468.7) = 0.0\,\text{Pa} \quad (0.0\,\text{kg/m}^2)$$

Obviamente, la condición más desfavorable es la primera de estas dos últimas presiones.

2. Recubrimientos del muro de sotavento (muro B)

Para los recubrimientos de este muro se tiene que $C_{pe} = -0.433$ (Tabla 4.3.1) y $K_L = 1.0$ debido a que no se requiere en la Tabla 4.3.5. Así, se tiene que:

$$p_{zl} = -0.433\,(1.0)\,(1.0)\,(585.9) - (468.7) = -722.4\ \text{Pa} \quad (-73.7\ \text{kg/m}^2)$$

3. Recubrimientos de los muros laterales (muros C y D)

Con el fin de calcular las presiones locales de diseño de estos recubrimientos, de la Tabla 4.3.2 (con $\bar{h} = 7.5\ \text{m}$) se obtiene:

C_{pe}	= -0.65	(0.0 – 7.5 m)
	= -0.50	(7.5 – 15.0 m)
	= -0.30	(15.0 – 22.5 m)
	= -0.20	(22.5 – 80.0 m)

Con estos valores y de acuerdo con el **inciso 4.3.2.1.1** y la Tabla 4.3.5, las presiones de diseño local de los recubrimientos de los muros A y B, cuando el viento es paralelo a las generatrices, son:

Ubicación de los recubrimientos de los muros laterales C y D con respecto al muro de barlovento, A, (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{zl} = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
0.00 - 3.75	-0.65	1.0	2.0	**-1230.4 (-125.5)**
	-0.65	1.0	1.0	-849.5 (-86.7)
3.75 - 7.50	-0.65	1.0	1.5	**-1040.0 (-106.1)**
	-0.65	1.0	1.0	-849.5 (-86.7)
7.50 - 15.00	-0.5	1.0	1.0	-761.7 (-77.7)
15.00 - 22.50	-0.3	1.0	1.0	-644.5 (-65.7)
22.50 - 80.00	-0.2	1.0	1.0	-585.9 (-59.8)

NOTA: Los valores en negrillas son los más desfavorables (en valor absoluto) para la ubicación correspondiente con respecto al muro A.

4. Recubrimientos de la cubierta

En este caso los coeficientes de presión exterior son:

C_{pe} = -0.9, -0.4 (0.0 – 7.5 m)
= -0.5, 0.0 (7.5 – 15.0 m)
= -0.3, 0.1 (15.0 – 22.5 m)
= -0.2, 0.2 (22.5 – 60.0 m)

Según el **inciso 4.3.2.1.1** y la Tabla 4.3.5, los coeficientes de presión local valen 1.0, 1.5 o 2.0, dependiendo de su distancia al borde de barlovento. Así, las presiones de diseño local para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es normal a las generatrices, son:

Ubicación de los recubrimientos de la cubierta con respecto al muro de barlovento, A (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{zl} = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
0.00 - 3.75	-0.9	1.0	2.0	**-1523.3 (-155.4)**
	-0.9	1.0	1.0	-996.0 (-101.6)
	-0.4	1.0	2.0	-937.4 (-95.6)
	-0.4	1.0	1.0	-703.1 (-71.7)
3.75 - 7.50	-0.9	1.0	1.5	**-1259.7 (-128.5)**
	-0.9	1.0	1.0	-996.0 (-101.6)
	-0.4	1.0	1.5	-820.2 (-83.7)
	-0.4	1.0	1.0	-703.1 (-71.7)
7.50 - 15.00	-0.5	1.0	1.0	**-761.7 (-77.7)**
	0.0	1.0	1.0	-468.7 (-47.8)
15.00 - 22.50	-0.3	1.0	1.0	**-644.5 (-65.7)**
	0.1	1.0	1.0	-410.1 (-41.8)
22.50 - 80.00	-0.2	1.0	1.0	**-585.9 (-59.8)**
	0.2	1.0	1.0	-351.5 (-35.8)

NOTA: Los valores en negrillas son los más desfavorables (en valor absoluto) para la ubicación correspondiente con respecto al muro A.

La distribución de estas presiones, que deberán aplicarse en toda el área tributaria de los recubrimientos, se muestra en la Figura III.22.

www.elsolucionario.org

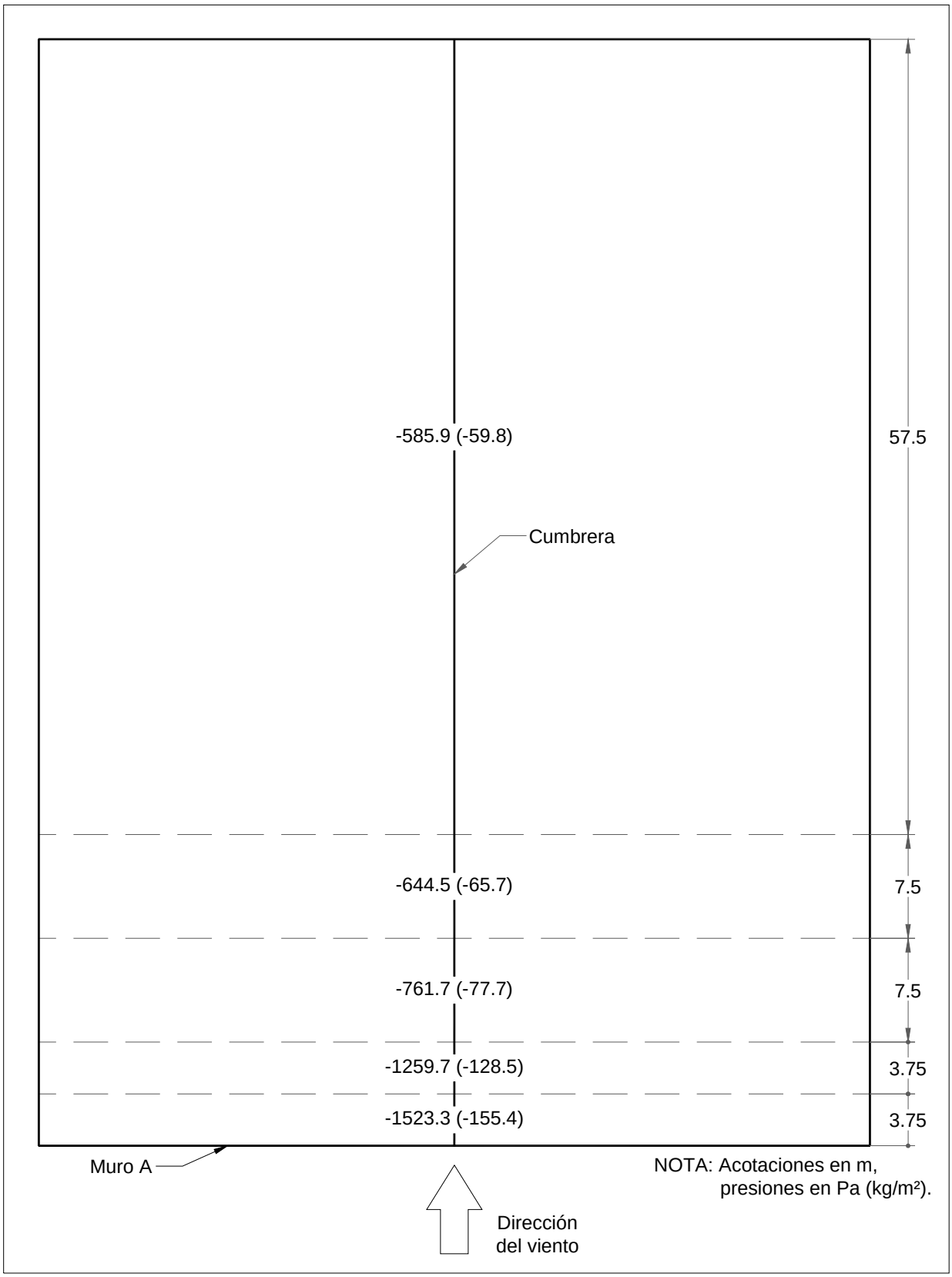


Figura III.22 Presiones de diseño local para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es paralelo a las generatrices

5.5) Cálculo de las presiones de diseño para los anclajes de los recubrimientos de la estructura

Debido a que las áreas tributarias de los anclajes también son menores que $10\,m^2$ y que $0.25a_0^2 = 14.06\,m^2$, los coeficientes de reducción por área tributaria, K_A, y los de presión local, K_L, son iguales a los empleados para los recubrimientos. Por tanto, las presiones de diseño local para estos anclajes son las mismas que las correspondientes presiones de los recubrimientos; sin embargo, deben aplicarse sobre el área tributaria del anclaje correspondiente.

5.6) Comentarios

Es importante señalar que en este ejemplo se calcularon las presiones de diseño para cuando el viento incide de manera perpendicular y paralela a las generatrices de la nave industrial, independientemente una de otra. No obstante, para estas direcciones sólo se estudió un sentido, por lo que el diseñador deberá prever si es necesario o no calcular las presiones correspondientes al sentido contrario. Adicionalmente deberá considerarse el caso en que la puerta de la nave se encuentre cerrada.

Lo anterior debe llevarse a cabo para poder seleccionar, de entre las situaciones mencionadas, la condición de carga más desfavorable y así diseñar adecuadamente cada elemento estructural.

EJEMPLO DE APLICACIÓN 5: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre una nave industrial con cubierta cilíndrica

I) Descripción del problema

Se desea determinar las presiones de diseño producidas por el viento sobre una nave industrial con cubierta cilíndrica ubicada al norte del estado de Campeche. La nave se localizará en un campo de cultivo sin obstrucciones importantes en sus alrededores. Su geometría y dimensiones se muestran en la Figura III.23. Los recubrimientos de la estructura son paneles de lámina de 1.52 x 0.61 m, por lo que su área tributaria es de 0.93 m^2.

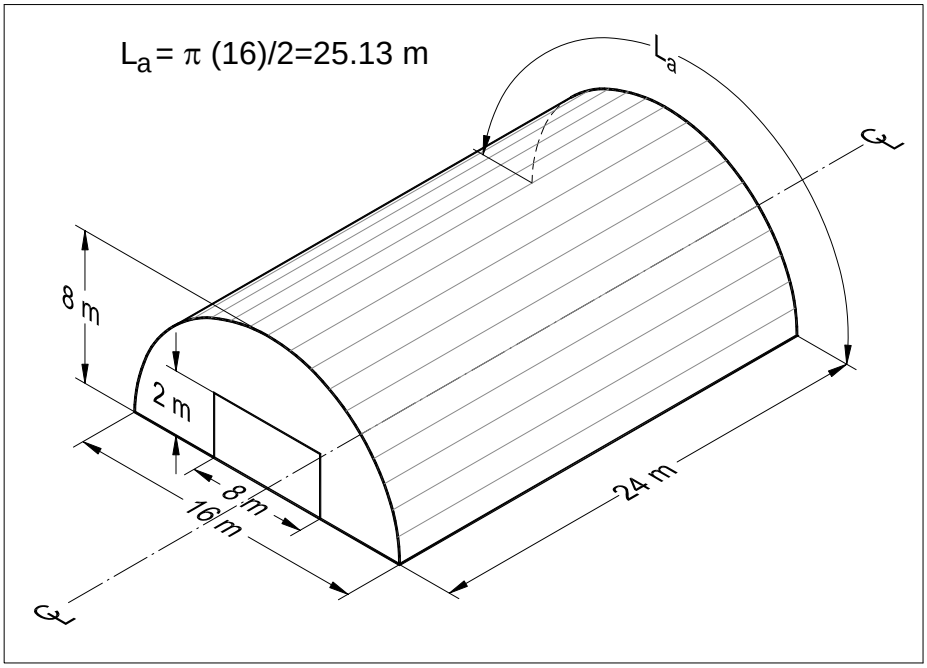


Figura III.23 Geometría y dimensiones de la nave industrial.

II) Procedimiento de solución

A menos que se indique lo contrario, los incisos mencionados corresponden al **Tomo I** de **Recomendaciones**.

1) Clasificación de la estructura

Por su importancia (**inciso 4.1.3**), la estructura pertenece al Grupo B.

www.elsolucionario.org

2) Determinación de la velocidad de diseño

La velocidad de diseño se determina con base en el **inciso 4.2**. Dado que esta velocidad depende de varios parámetros, éstos se calcularán como a continuación se indica.

2.1) Categoría de terreno

De acuerdo con las características del terreno mencionadas, éste se clasifica dentro de la Categoría 2 (Tabla 4.2.1, **inciso 4.2.1**). Se supone que la rugosidad del terreno de los alrededores es uniforme más allá de las longitudes mínimas establecidas en la misma tabla.

2.2) Velocidad regional

Considerando la región en donde se desplantará la nave, la cual pertenece al Grupo B, se obtiene del mapa de isotacas, para un periodo de retorno de 50 años:

$$V_R = 135 \text{ km/h}$$

2.3) Factor de exposición, F_{rz}

El factor de exposición, F_{rz}, es constante dado que la altura de la nave es menor que 10 metros (**inciso 4.2.3**). Por tanto, este factor vale:

$$F_{rz} = c = 1.0$$

2.4) Factor de topografía, F_T

Puesto que la nave industrial se desplantará en terreno prácticamente plano, el factor de topografía local (**inciso 4.2.4**) que le corresponde es igual a la unidad.

2.5) Velocidad de diseño, V_D

La velocidad de diseño, que en este caso resulta constante en todo lo alto de la estructura, es (**inciso 4.2**):

$$V_D = 1.0\,(1.0)\,(135) = 135.0 \text{ km/h}$$

3) Presión dinámica de base

Dado que el sitio en donde se desplantará la estructura, está prácticamente al nivel del mar, la presión barométrica que le corresponde es de 760 mm de Hg (Tabla 4.2.7). Además, la temperatura anual media en este sitio es de 27.2 ºC. Por tanto, el factor G vale:

$$G = \frac{0.392 \times 760.0}{273 + 27.2} = 0.992$$

Puesto que la altura de la estructura es menor que 10 m, la presión dinámica de base es constante en toda su altura. Así, según el **inciso 4.2.5**:

$$q_z = 0.047\,(1.0)\,(135.0)^2 = 849.7\ \text{Pa} \quad (86.6\ \text{kg/m}^2)$$

4) Selección del procedimiento de análisis de cargas

Según lo dispuesto en el **inciso 4.3.1**, la relación altura/ancho es 8/16 = 0.5 < 5 y además, por las características geométricas de la construcción, no se requiere la obtención del periodo fundamental. Con esto, la estructura es del Tipo 1 (véase el **inciso 4.1.4**), por lo que se empleará el análisis estático.

5) Presiones de diseño

5.1) Presiones interiores de diseño

A) Viento paralelo a las generatrices (véase la Figura III.24(a))

De la Tabla 4.3.10(b) (**inciso 4.3.2.4**) se tiene que, para H_c = 8 m, C_{pi} = 0.36, de manera que para esta dirección del viento, la presión interior de diseño es:

$$p_i = 0.36\,(849.7) = 305.9\ \text{Pa} \quad (31.2\ \text{kg/m}^2)$$

B) Viento normal a las generatrices (véase la Figura III.24(b))

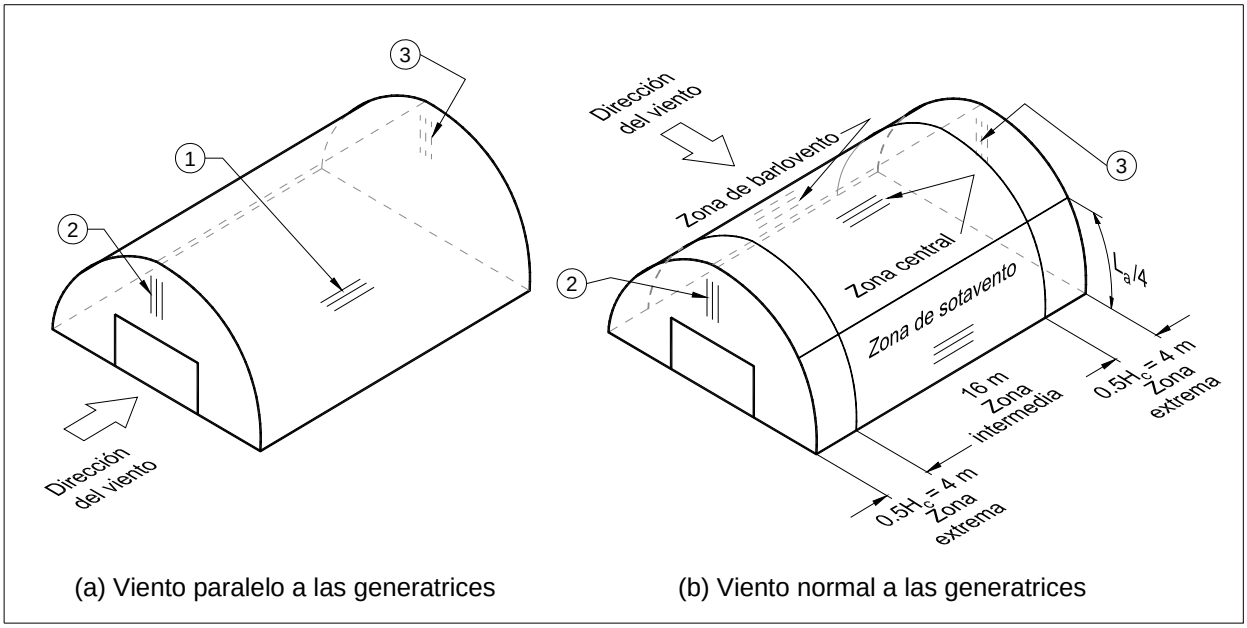
La nota 2 de la Tabla 4.3.10(b) conduce al caso c) de la Tabla 4.3.7(b); dado que la relación entre el área de la puerta y la suma de las aberturas de las demás superficies es mayor que 6, se empleará el coeficiente C_{pe} dado en la Tabla 4.3.2 en donde se concluye que si $\bar{h} = H_c$ = 8 m, y el centroide de la abertura se encuentra en esta

longitud, entonces C_{pi} = -0.65, por lo que, para esta dirección, la presión interior de diseño es:

$$p_i = -0.65\,(849.7) = -552.3\,\text{Pa} \quad (-56.3\,\text{kg/m}^2)$$

5.2) Presiones de diseño para la estructura principal

En la Figura III.24 se muestran las zonas en que deben aplicarse las presiones de diseño de la estructura principal correspondientes a las dos direcciones ortogonales, independientes entre sí, en que se realiza el análisis.



(a) Viento paralelo a las generatrices (b) Viento normal a las generatrices

Figura III.24 Zonas de presión para la estructura principal de la nave industrial.

A) Viento paralelo a las generatrices

Según la Figura 4.3.9(b) del **inciso 4.3.2.4**, para L/H_c =24/8 = 3 el coeficiente de presión exterior, C_{pe}, vale -0.38. Por tanto, la presión de diseño de la estructura principal de la cubierta, cuando el viento es paralelo a las generatrices, es (**inciso 4.3.2.1**):

$$p_{d1} = p_e - p_i = -0.38\,(849.7) - (305.9) = -628.8\,\text{Pa} \quad (\text{-}64.1\text{kg/m}^2)$$

Esta presión debe aplicarse en forma uniforme en toda la superficie de la cubierta.

www.elsolucionario.org

Para la zona de barlovento (zona 2 en la Figura III.24(a)) el coeficiente de presión exterior, C_{pe}, vale 0.8 (Tabla 4.3.1) y para la zona de sotavento (zona 3), con d/b = 24/16 = 1.5, este coeficiente resulta igual a -0.4.

Por otra parte, dado que se trata de los muros de barlovento y sotavento, el factor K_A es igual a uno (**inciso 4.3.2.1.1**, Factor de reducción por tamaño de área) mientras que, por tratarse de la estructura principal, $K_L = 1$ (**inciso 4.3.2.1.1**). Por lo tanto, las presiones de diseño de la estructura principal de los muros de barlovento y sotavento, cuando el viento es paralelo a las generatrices, son, respectivamente:

$$p_{d2} = 0.8(1.0)(1.0)(849.7) - (305.9) = 373.9\,\text{Pa} \quad (38.1\,\text{kg/m}^2)$$

$$p_{d3} = -0.4(1.0)(1.0)(849.7) - (305.9) = -645.8\,\text{Pa} \quad (-65.8\,\text{kg/m}^2)$$

En la Figura III.25 se muestran las presiones de diseño de la estructura principal cuando el viento es paralelo a las generatrices.

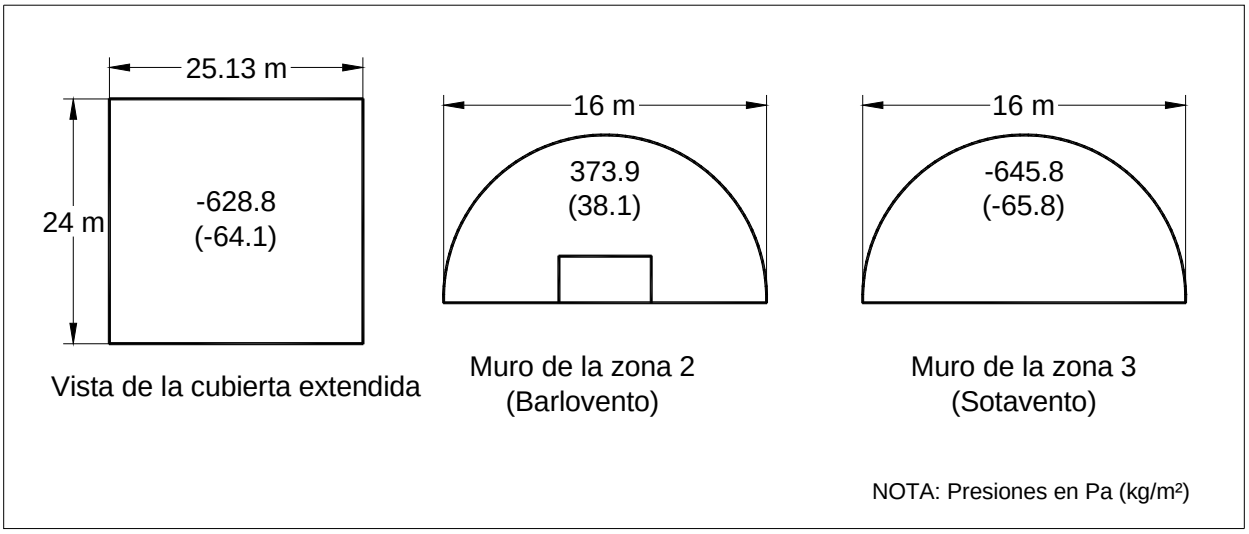


Figura III.25 Presiones de diseño para la estructura principal, cuando el viento es paralelo a las generatrices.

B) Viento normal a las generatrices

Debido a que $\lambda_c = H_c/b = 8/16 = 0.5$ y que $L_a/4 = (\pi b/2)/4 = \pi(16)/8 = 6.28\,\text{m}$, de la Tabla 4.3.10(a) y de la Figura 4.3.9(c), se tiene lo siguiente par la cubierta:

Para las zonas extremas, los coeficientes de presión exterior son:

$C_{pe1B} =$ 0.40 (zona de barlovento)

$C_{pe1C} = -0.54$ (zona central)

$C_{pe1S} = -0.42$ (zona de sotavento)

y para la zona intermedia son:

$C_{pe1B} = 0.40$ (zona de barlovento)

$C_{pe1C} = -0.46$ (zona central)

$C_{pe1S} = -0.35$ (zona de sotavento)

Por su parte, para las zonas 2 y 3 (muros laterales) el coeficiente de presión exterior varía según la distancia horizontal medida en la dirección de los 16 m (Tabla 4.3.2). Así, se tiene que:

$C_{pe2} = C_{pe3} = -0.65$ (0.0 – 8.0 m)

$C_{pe2} = C_{pe3} = -0.50$ (8.0 – 16.0 m)

Por lo anterior, las presiones de diseño para la estructura principal de la cubierta, cuando el viento es normal a las generatrices, son:

Para las zonas extremas:

$p_{d1B} = 0.40(849.7) - (-552.3) = 892.2\,\text{Pa}$ ($90.9\,\text{kg/m}^2$) (zona de barlovento)

$p_{d1C} = -0.54(849.7) - (-552.3) = 93.5\,\text{Pa}$ ($9.5\,\text{kg/m}^2$) (zona central)

$p_{d1S} = -0.42(849.7) - (-552.3) = 195.4\,\text{Pa}$ ($19.9\,\text{kg/m}^2$) (zona de sotavento)

Para la zona intermedia:

$p_{d1B} = 0.40(849.7) - (-552.3) = 892.2\,\text{Pa}$ ($90.9\,\text{kg/m}^2$) (zona de barlovento)

$p_{d1C} = -0.46(849.7) - (-552.3) = 161.4\,\text{Pa}$ ($16.5\,\text{kg/m}^2$) (zona central)

$p_{d1S} = -0.35(849.7) - (-552.3) = 254.9\,\text{Pa}$ ($26.0\,\text{kg/m}^2$) (zona de sotavento)

Para los muros laterales, zonas 2 y 3 (véase la Figura III.24), se considera que no se tienen ni elementos principales ni secundarios resultando su área tributaria mayor que

100 m^2, por lo que el factor K_A = 0.8 según la Tabla 4.3.4. Dado que se trata de la estructura principal, entonces K_L = 1. Entonces, las presiones resultan en:

$$p_{d2} = p_{d3} = -0.65\,(0.8)(1.0)(849.7) - (-552.3) = 110.5\,\text{Pa}\ \ (11.3\,\text{kg/m}^2)\ \ (0.0\ -\ 8.0\ \text{m})$$

$$p_{d2} = p_{d3} = -0.50\,(0.8)(1.0)(849.7) - (-552.3) = 212.4\,\text{Pa}\ \ (21.7\,\text{kg/m}^2)\ \ \ (8.0\ -\ 16.0\ \text{m})$$

En la Figura III.26 se muestran las presiones de diseño de la estructura principal para el caso en que el viento es normal a las generatrices.

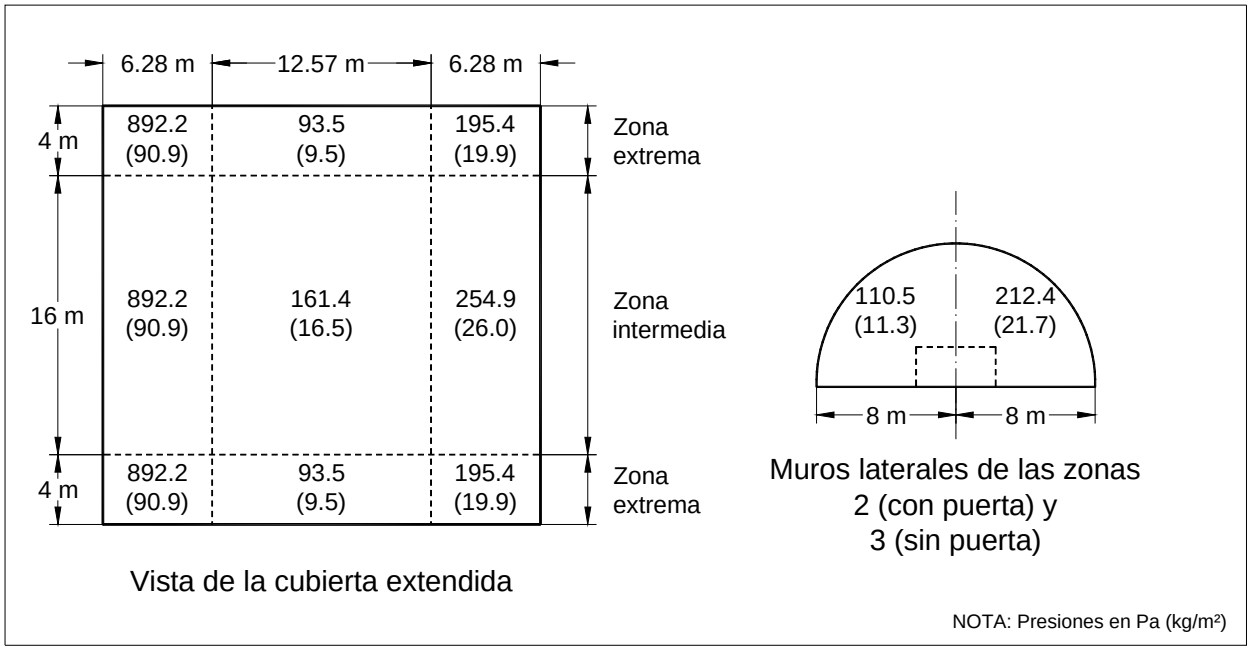


Figura III.26 Presiones de diseño para la estructura principal, cuando el viento es normal a las generatrices.

5.3) Cálculo de las presiones de diseño para los recubrimientos de la estructura

5.3.1) Presiones de diseño de los recubrimientos de la cubierta

A) Viento paralelo a las generatrices

Para obtener los coeficientes de presión local, C_{pl}, deben calcularse los parámetros siguientes (Figura 4.3.9(d)):

$\lambda_c = H_c/b = 8/16 = 0.5$, lo cual hace que la cubierta pertenezca al Grupo II

$$L_a = \pi b/2 = \pi\,(16)/2 = 25.133\ \text{m}$$

www.elsolucionario.org

$$Y = 0.3\,H_c = 0.3\,(8) = 2.4\,m$$

$$s = 0.25\,L_a = 0.25\,(25.133) = 6.28\,m$$

Con esta información, los coeficientes de presión local son:

Para la zona A:

$C_{pl1A} = -0.92$

Para la zona B:

$C_{pl1B} = -0.75$ para una distancia x de 0 a 0.3 H_c = 0.3(8) = 2.4 m y, a partir de ésta, se tiene una variación lineal de C_{pl1B} hasta llegar a un valor de -0.44 a una distancia x de 1.5H_c = 1.5(8) = 12 m.

Para la zona C:

$C_{pl1C} = -0.75$ para una distancia x de 0 a 0.3H_c = 0.3(8) = 2.4 m y, a partir de ésta, se tiene una variación lineal de C_{pl1C} hasta llegar a un valor de -0.45 a una distancia x de 1.5 H_c = 1.5(8) = 12 m.

Por tanto, las presiones locales de diseño para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es paralelo a las generatrices, son:

Para la zona A:

$p_{d1A} = -0.92\,(849.7) - (305.9) = -1087.6\,Pa$ (-110.9 kg/m^2)

Para la zona B:

$p_{d1B} = -0.75\,(849.7) - (305.9) = -943.2\,Pa$ (-96.2 kg/m^2) para x = 2.4 m

$p_{d1B} = -0.44\,(849.7) - (305.9) = -679.8\,Pa$ (-69.3 kg/m^2) para x = 12.0 m

Para la zona C:

$p_{d1C} = -0.75\,(849.7) - (305.9) = -943.2\,Pa$ (-96.2 kg/m^2) para x = 2.4 m

$p_{d1C} = -0.45\,(849.7) - (305.9) = -688.3\,Pa$ (-70.2 kg/m^2) para x = 12.0 m

En la Figura III.27 se muestran estas presiones.

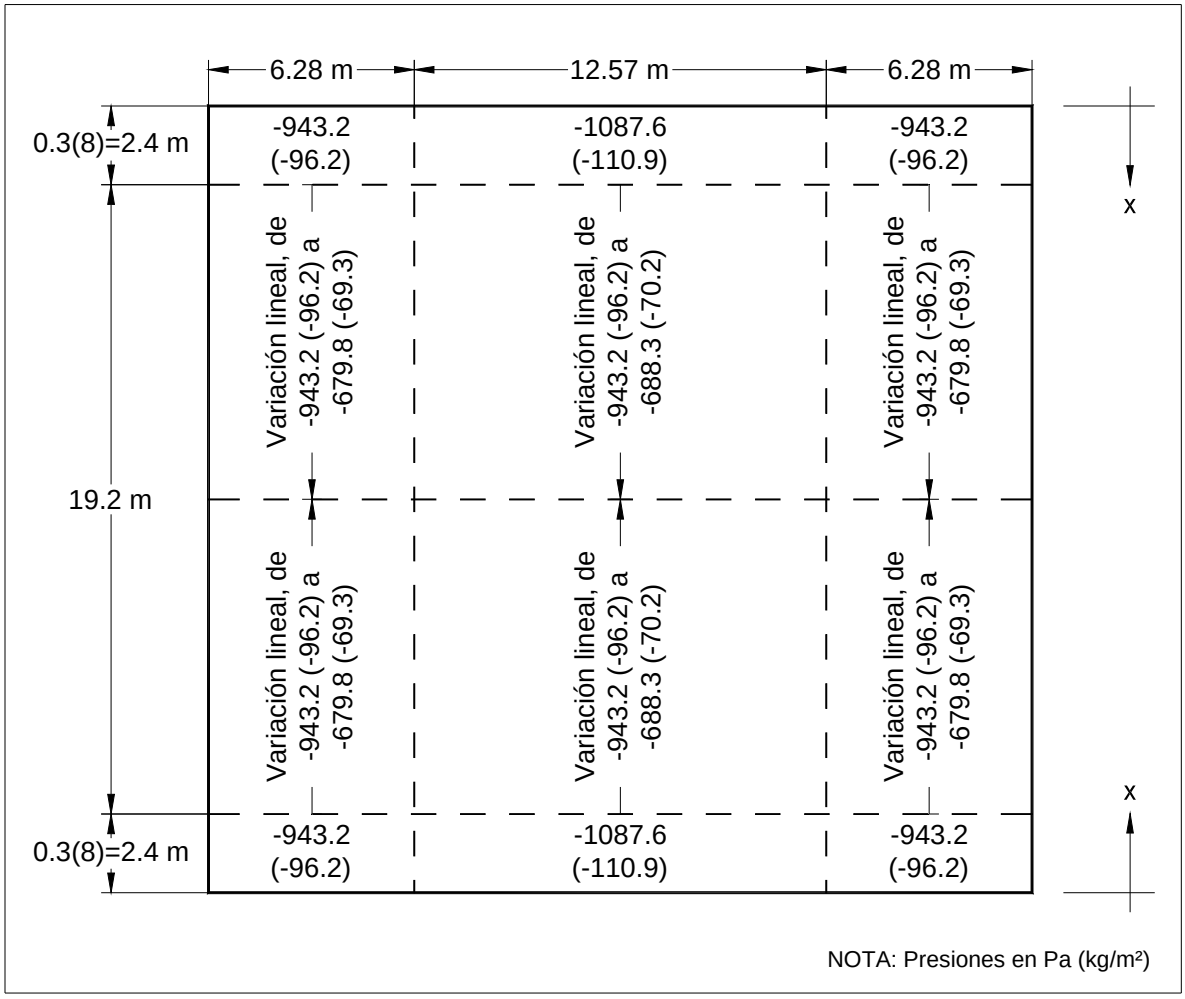


Figura III.27 Presiones locales de diseño para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es paralelo a las generatrices

B) Viento normal a las generatrices

Para esta dirección del viento solamente cambia la presión interior, por lo que las presiones locales de diseño para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es normal a las generatrices, son:

Para la zona A:

$$p_{d1A} = -0.92\,(849.7) - (-552.3) = -229.4\,\text{Pa} \quad (-23.4\,\text{kg/m}^2)$$

Para la zona B:

$$p_{d1B} = -0.75\,(849.7) - (-552.3) = -85.0\,\text{Pa} \quad (-8.6\,\text{kg/m}^2) \text{ para x = 2.4 m}$$

$$p_{d1B} = -0.44\,(849.7) - (-552.3) = 178.4\,\text{Pa} \quad (18.2\,\text{kg/m}^2) \text{ para x = 12.0 m}$$

Para la zona C:

$$p_{d1C} = -0.75\,(849.7) - (-552.3) = -85.0\,\text{Pa} \quad (-8.6\,\text{kg/m}^2) \text{ para x = 2.4 m}$$

$$p_{d1C} = -0.45\,(849.7) - (-552.3) = 169.9\,\text{Pa} \quad (17.3\,\text{kg/m}^2) \text{ para x =12.0 m}$$

En la Figura III.28 se muestran las presiones locales de diseño para los recubrimientos de la cubierta cuando el viento es perpendicular a las generatrices.

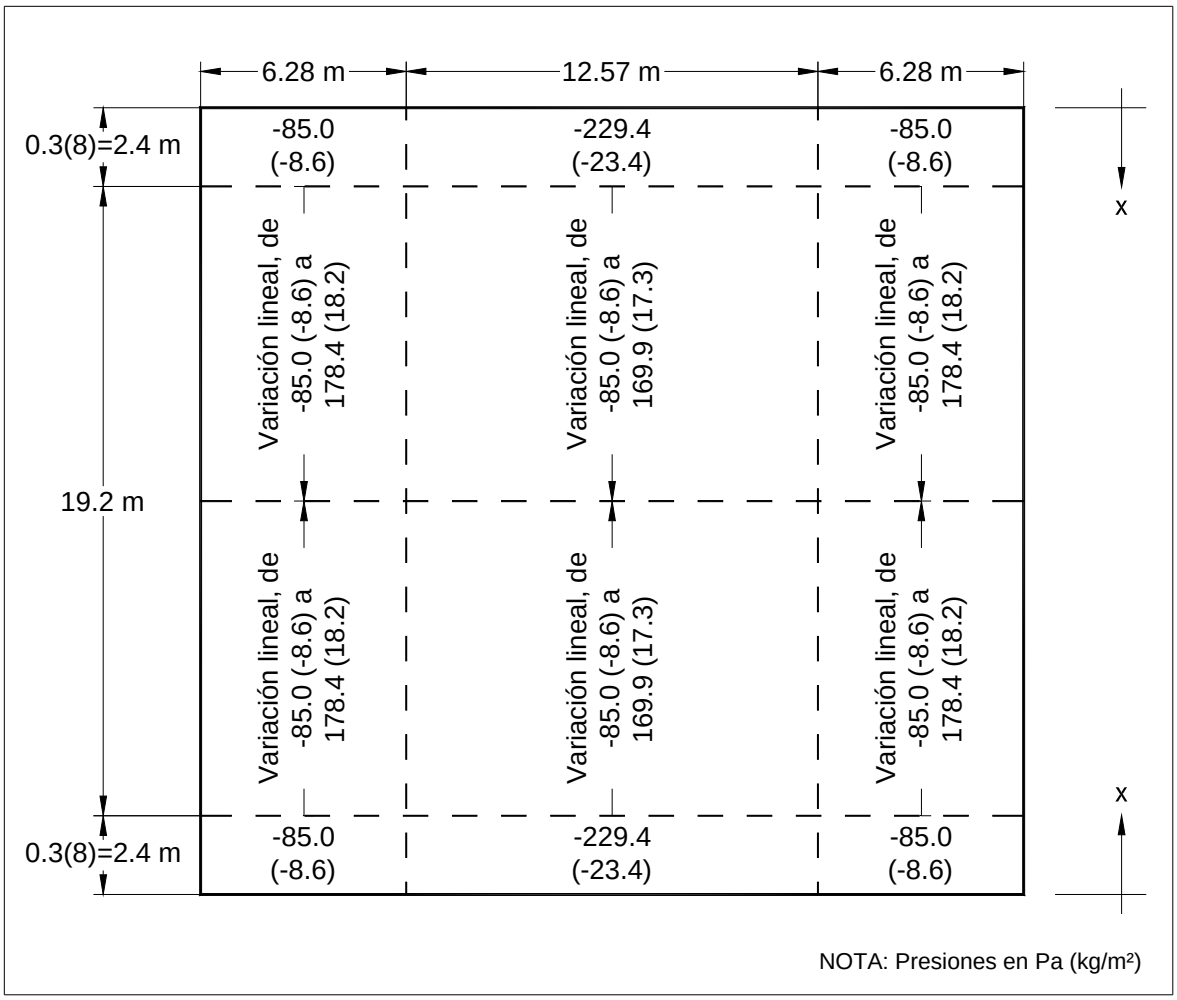


Figura III.28 Presiones locales de diseño para los recubrimientos de la cubierta, cuando el viento es normal a las generatrices

5.3.2) Presiones de diseño de los recubrimientos de los muros

Debido a que el área tributaria de cada uno de los recubrimientos es de 0.93 m^2, el factor de reducción K_A es igual a uno. Además, de la Figura 4.3.4(a), se tiene que:

www.elsolucionario.org

$$a_0 = \text{mín}\begin{cases} H_c = 8\,\text{m} \\ 0.2\times 24 = 4.8\,\text{m} \\ 0.2\times 16 = 3.2\,\text{m} \end{cases}$$

Con lo cual $0.5a_0 = 1.6$ m, $a_0^2 = 10.24$ m^2 y $0.25a_0^2 = 2.56$ m^2

A) Viento paralelo a las generatrices

1. Muro de barlovento (zona 2)

Según la Tabla 4.3.1 el coeficiente de presión exterior, C_{pe}, vale 0.8 y según la Tabla 4.3.5 e **inciso 4.3.2.1.1** el factor K_L es igual a 1.25 o 1.00. Así, la presión de diseño local para los recubrimientos del muro de barlovento, cuando el viento es paralelo a las generatrices, es:

$$p_{d2} = 0.8(1.0)(1.25)(849.7) - (305.9) = 543.8\,\text{Pa} \quad (55.4\,\text{kg/m}^2)$$

o

$$p_{d2} = 0.8(1.0)(1.0)(849.7) - (305.9) = 373.9\,\text{Pa} \quad (38.1\text{kg/m}^2)$$

De las cuales se puede observar que la primera de ellas es la más desfavorable.

2. Muro de sotavento (zona 3)

En este muro, para d/b = 24/16 = 1.5, el coeficiente de presión exterior es -0.4 (Tabla 4.3.1) y $K_L = 1.0$ debido a que no se requiere en la Tabla 4.3.5. Por lo tanto, cuando el viento es paralelo a las generatrices la presión de diseño local para los recubrimientos del muro de sotavento es:

$$p_{d3} = -0.4(1.0)(1.0)(849.7) - (305.9) = -645.8\,\text{Pa} \quad (-65.8\,\text{kg/m}^2)$$

En la Figura III.29(a) se presentan las presiones de diseño para los recubrimientos de los muros de barlovento y sotavento en el caso en el que el viento es paralelo a las generatrices.

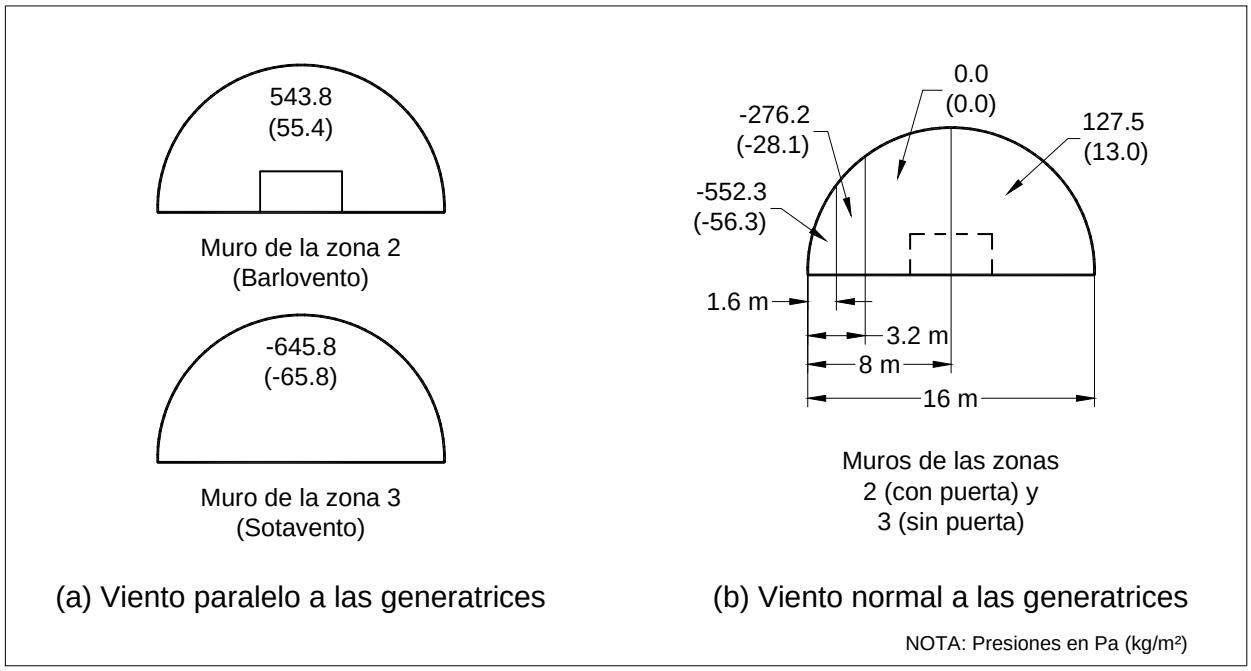


Figura III.29 Presiones locales de diseño para los recubrimientos de los muros.

B) Viento normal a las generatrices

Para esta dirección del viento, los muros de las zonas 2 y 3 corresponden a muros laterales y, de acuerdo con la Tabla 4.3.5 e **inciso 4.3.2.1.1**, el factor K_L es igual a 2.0 o 1.0 para distancias, con respecto al borde de barlovento, entre 0 y 1.6 m, y K_L es igual a 1.5 o 1.0 para distancias entre 0 y 3.2 m. Por tanto, cuando el viento es normal a las generatrices, las presiones de diseño de los recubrimientos de estos muros son:

Ubicación de los recubrimientos de los muros laterales (zonas 2 y 3) con respecto al borde de barlovento (m)	C_{pe}	K_A	K_L	$p_{d2} = p_{d3} = p_e - p_i$ Pa (kg/m^2)
0.0 - 1.6	-0.65	1.0	2.0	**-552.3 (-56.3)**
	-0.65	1.0	1.0	0.0 (0.0)
1.6 - 3.2	-0.65	1.0	1.5	**-276.2 (-28.1)**
	-0.65	1.0	1.0	0.0 (0.0)
3.2 - 8.0	-0.65	1.0	1.0	0.0 (0.0)
8.0 - 16.0	-0.5	1.0	1.0	127.5 (13.0)

NOTA: Los valores en negrillas son los más desfavorables para la ubicación correspondiente con respecto al borde de barlovento.

En la Figura III.29(b) se muestran las presiones de diseño en los recubrimientos de los muros laterales para el caso en el que el viento es normal a las generatrices.

Finalmente, los comentarios que se hicieron en el ejemplo 4, también deben aplicarse para este ejemplo.

www.elsolucionario.org

EJEMPLO DE APLICACIÓN 6: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre un poste monopolo

I) Descripción del problema

Se desea obtener las presiones que el viento produce en un espectacular que se encuentra ubicado en la ciudad de Veracruz, Ver., sobre un terreno de tipo suburbano, rodeado predominantemente por viviendas de baja altura. Su geometría y dimensiones se muestran en la siguiente figura; la frecuencia fundamental de la estructura, obtenida con un modelo analítico, es de 3.18 Hz.

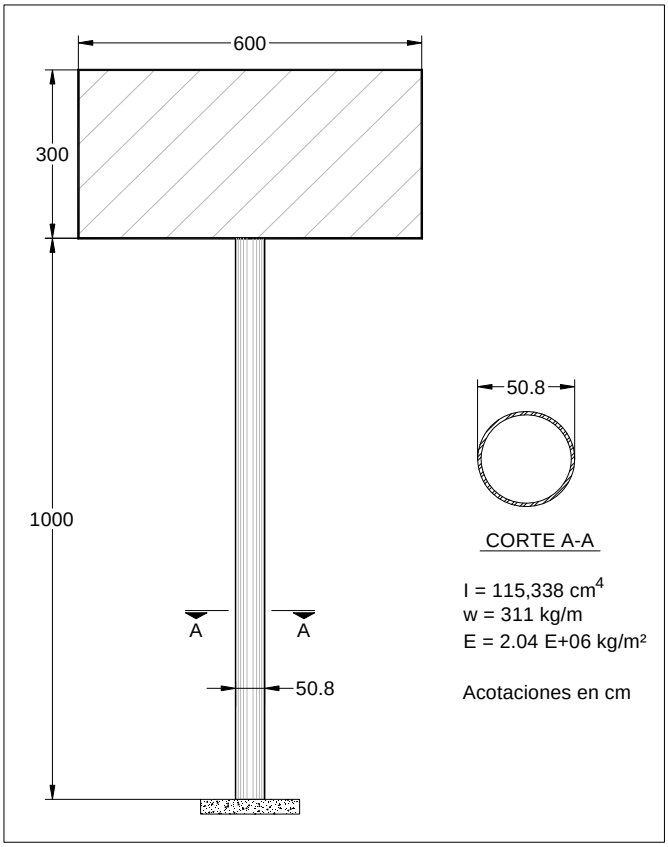


Figura III.30 Ejemplo de aviso espectacular.

II) Procedimiento de solución

En lo siguiente, los incisos mencionados se refieren al **Tomo** de **Recomendaciones**, a menos que se indique lo contrario.

1) Clasificación de la estructura

Según su importancia la estructura pertenece al Grupo B (**inciso 4.1.3**).

Según su respuesta ante la acción del viento, a pesar de que su período natural de vibración es menor que un segundo, dada la esbeltez de la columna, se considera que la estructura es del Tipo 3 (**inciso 4.1.4**) y, por lo tanto, será necesario obtener los efectos del viento mediante un análisis dinámico (**inciso 4.1.6**).

2) Determinación de la velocidad básica de diseño

La velocidad básica de diseño depende de varios parámetros (**inciso 4.2**); éstos se calculan como se indica a continuación.

2.1) Categoría de terreno (**inciso 4.2.1**)

De acuerdo con los datos, el terreno se clasifica en la Categoría 3, **Tabla 4.2.1.**

2.2) Velocidad regional

La velocidad regional en la ciudad de Veracruz, según la **Tabla C.1** del Apéndice C, para un periodo de retorno de 50 años, es:

$$V_R = 170 \text{ km/h}$$

2.3) Factor de exposición, F_{rz} (**inciso 4.2.3**)

Según el **inciso 4.4.4.1** (Figura 4.4.2(c)), la altura de referencia es (véase la Figura III.31): $z_s = H - h/2 = 13 - 3/2 = 11.5$ m

En la **Tabla 4.2.3** se tienen los siguientes parámetros para terreno Categoría 3: $c = 0.881$, $\alpha = 0.156$ y $\delta = 390$ con lo que el factor de exposición es igual a:

$$F_{rz} = 0.881\left(\frac{11.5}{10}\right)^{0.156} = 0.90 \qquad \text{dado que: } 10 \text{ m} < 11.5 \text{ m} < 390 \text{ m}$$

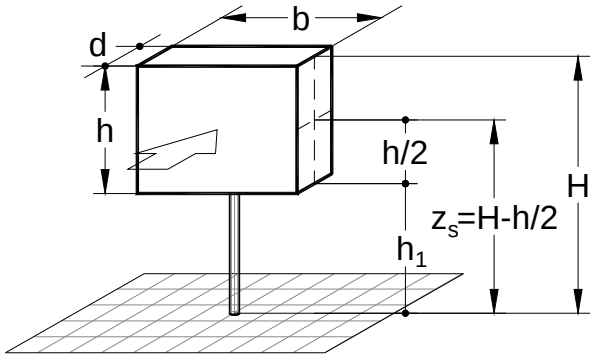


Figura III.31 Dimensiones de un anuncio espectacular tipo monopolo.

*2.4) Factor de topografía, F_T (***inciso 4.2.4***)*

Puesto que el espectacular se desplantará en terreno plano, y considerando que el terreno tiene una pendiente menor que 5%, se considera un $F_T = 1.0$ (véase la **Tabla 4.2.4).**

*2.5) Velocidad básica de diseño, V_D (***inciso 4.2***)*

$$V_D = (1.0)(0.90)(170) = 153.0 \text{ km/h} = 42.5 \text{ m/s}$$

3) Presión dinámica de base

La ciudad de Veracruz se encuentra a una altura sobre el nivel del mar de 10 metros y la presión barométrica se obtiene interpolando entre los valores de la **Tabla 4.2.5**, para elevaciones de 0 y 500 msnm, resultando en 759.2 mm de Hg; así, el factor de corrección para una temperatura media anual de 25.5°C es de

$$G = \frac{0.392(759.2)}{273 + 25.5} = 0.997$$

Entonces, la presión dinámica de base (**inciso 4.2.5**) es:

$$q_z = 0.047\ G\ V_D^2 = 0.047\ (0.997)\ (153.0)^2 = 1096.9 \text{ Pa}$$

4) Presiones y fuerzas de diseño

La presión actuante sobre la estructura, en la dirección del viento, se obtiene con la expresión (**inciso 4.4.3**):

$$p_z = C_p\, q_z$$

A) Viento normal al plano del espectacular

Fuerza de viento sobre el letrero

- *Coeficiente de presión neta, C_{pn} (**inciso 4.3.2.8**)*

Con las relaciones b/h = 6/3 = 2.0, y h/H = 3/13 = 0.23 (véase la Figura III.31) se obtiene el coeficiente de presión neta del letrero de la **Tabla 4.3.16(a)**:

$$C_{pn} = 1.3 + 0.5\ [0.3 + \log_{10}(b/h)]\ (0.8 - h/H)$$

$$C_{pn} = 1.3 + 0.5\ [0.3 + \log_{10}(2.0)]\ (0.8 - 0.23) = 1.471$$

www.elsolucionario.org

- *Presión actuante sobre la estructura, p_z **(inciso 4.4.3)***

Por tanto, la presión de diseño es:

$$p_z = (1.471)(1096.9) = 1613.5 \text{ Pa}$$

- *Factor de exposición, F'_{rz} **(inciso 4.4.2.1)***

En el análisis dinámico, para calcular el factor de exposición, F'_{rz}, para terreno Categoría 3, de la **Tabla 4.4.1** se toman los valores de los parámetros $\bar{b}$ = 0.77, α' = 0.21 y de la **Tabla 4.4.2** $\bar{\alpha}$ = 0.61, $\bar{d}$ = 0.29, z_0 = 0.30 y $z_{mín}$ = 5, con lo que se obtiene:

$$F'_{rz} = 0.702\,(0.77)\left(\frac{11.5}{10}\right)^{0.21} = 0.557$$

- *Velocidad media de diseño, V'_D **(inciso 4.4.2)***

$$V'_D = \frac{(1.0)\,(0.557)\,(170)}{3.6} = 26.3 \text{ m/s} \qquad \text{para } z_s = 11.5 \text{ m}$$

- *Fuerza dinámica equivalente, F_{eq} **(inciso 4.4.4)***

La fuerza dinámica equivalente se obtiene con la expresión (**inciso 4.4.4**):

$$F_{eq}(z) = p_z\, A_{\exp}\, F_{AD}$$

- *Factor de amplificación dinámica, F_{AD} **(inciso 4.4.4.1)***

A continuación se ilustra la obtención del factor de amplificación dinámica siguiendo lo indicado en el **inciso 4.4.4.1**.

La intensidad de turbulencia está dada por:

$$I_v(11.5) = 0.29\left(\frac{11.5}{10}\right)^{-0.21} = 0.282 \qquad \text{dado que: } 5 < 11.5 < 200$$

Si la longitud de la escala de turbulencia a la altura de referencia z_s = 11.5 m, vale:

$$L(11.5) = 300\left(\frac{11.5}{200}\right)^{0.61} = 52.54 \text{ m} \qquad \text{dado que: } 11.5 \geq 5$$

El factor de fondo será igual a:

$$B^2 = \frac{1}{1+0.90\left(\frac{b+h}{L(z_s)}\right)^{0.63}} = \frac{1}{1+0.90\left(\frac{6+3}{52.54}\right)^{0.63}} = 0.772$$

Considerando que la frecuencia fundamental de la estructura es $n_{1,x} = 3.18$ Hz, el espectro de densidad de potencia del viento vale:

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6.8\left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)}\right)}{\left[1+10.2\left(\frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_D'(z_s)}\right)\right]^{5/3}} = \frac{6.8\left(\frac{3.18(52.54)}{26.3}\right)}{\left[1+10.2\left(\frac{3.18(52.54)}{26.3}\right)\right]^{5/3}} = 0.0403$$

Considerando que:

$$\eta_h = \frac{4.6 h n_{1,x}}{V_D'(z_s)} = \frac{4.6(3)(3.18)}{26.3} = 1.669$$

la función de admitancia aerodinámica para el modo fundamental, R_h, será:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2(\eta_h)^2}\left(1-e^{-2\eta_h}\right) = \frac{1}{1.669} - \frac{1}{2(1.669)^2}\left(1-e^{-2(1.669)}\right) = 0.426$$

y si:

$$\eta_b = \frac{4.6 b n_{1,x}}{V_D'(z_s)} = \frac{4.6(6)(3.18)}{26.3} = 3.337$$

la función de admitancia aerodinámica para el modo fundamental, R_b, será:

$$R_b = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2(\eta_b)^2}\left(1-e^{-2\eta_b}\right) = \frac{1}{3.337} - \frac{1}{2(3.337)^2}\left(1-e^{-2(3.337)}\right) = 0.255$$

Considerando que el poste es de acero y sin recubrimiento, la relación de amortiguamiento puede considerarse igual al de una chimenea de acero soldada y sin recubrimiento en la **Tabla 4.4.3**, como los otros valores son nulos, el valor de la relación de amortiguamiento total sería: $\varsigma_{t,x} = 0.002$, y el factor de respuesta en resonancia, R^2:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\varsigma_{t,x}} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) = \frac{\pi}{4(0.002)}(0.0403)(0.426)(0.255) = 1.719$$

La frecuencia de cruces por cero o tasa media de oscilaciones:

$$\nu = n_{1,x}\sqrt{\frac{R^2}{B^2+R^2}} = 3.18\sqrt{\frac{1.719}{0.772+1.719}} = 2.642\ \text{Hz} \geq 0.08\ \text{Hz}$$

con lo que el factor pico es igual a:

$$k_p = \sqrt{2\ln(\nu T)} + \frac{0.6}{\sqrt{2\ln(\nu T)}} \geq 3$$

$$k_p = \sqrt{2\ln(2.642\times 600)} + \frac{0.6}{\sqrt{2\ln(2.642\times 600)}} = 3.995 \geq 3$$

Por último, el factor de amplificación dinámica, F_{AD}, es igual a:

$$F_{AD} = \frac{1+2k_p\, I_v(z_s)\sqrt{B^2+R^2}}{1+7I_v(z_s)} = \frac{1+2(3.995)(0.282)\sqrt{0.772+1.719}}{1+7(0.282)} = 1.53$$

Con esto, la fuerza equivalente sobre el anuncio vale:

$$F_{eq}(z) = p_z\, A_{\exp}\, F_{AD} = (1613.5)(6)(3)(1.53) = 44436\ \text{N} = 4531.2\ \text{kg}$$

Fuerza de viento sobre la columna:

Considerando que la columna (hasta la base del letrero) tiene una altura de 10 m, la velocidad de diseño es:

$$V_D = F_T\, F_{rz} V_R = 1.0(0.881)170 = 149.77\ \text{km/h} = 41.60\ \text{m/s}$$

Suponiendo que se trata de una superficie lisa, redonda, de acero galvanizado, con una altura promedio de la rugosidad de la superficie de $h_r = 0.15$ mm, y si se tiene que $h_r/b = 0.15/508 = 0.00030 > 0.00002$, de la **Tabla 4.3.22** se obtiene el coeficiente de arrastre para $bV_D = (0.508)\ (41.60) = 21.13\ \text{m}^2/\text{s} \geq 10\ \text{m}^2/\text{s}$:

$$C_a = 1.6 + 0.105\ln(h_r/b) = 1.6 + 0.105\ln(0.15/508) = 0.747$$

Como toda la columna se encuentra a una altura menor que 10 metros, la velocidad de diseño es la misma, y la presión dinámica de base es:

$$q_Z = 0.047(0.997)(149.77)^2 = 1051.1\text{Pa}$$

Por lo tanto, la presión de diseño es:

www.elsolucionario.org

$$p_z = (0.747)(1051.1) = 785.2\,\text{Pa}$$

y la fuerza dinámica equivalente, por metro de altura, vale:

$$F_{eq}(\text{z}) = p_z\, A_{\text{exp}} F_{AD} = (785.2)(0.508 \times 1.0)(1.53) = 610.3\ \text{N/m} = 62.2\ \text{kg/m}$$

B) Viento a 45°

Para viento a 45°, el coeficiente de presión neta del letrero, según la **Tabla 4.3.16(b)** es el mismo que para el viento a 0°. Por otro lado, se considera que el factor de amplificación dinámica es el mismo que en el caso de viento normal al plano del espectacular. Por ello, los resultados serían iguales que en el caso de viento normal al plano del letrero, sin embargo, se tiene una excentricidad de la fuerza sobre el letrero:

$$\text{e} = 0.2\,\text{b} = 0.2\,(3.0) = 0.6\,\text{m}$$

C) Viento paralelo al plano del espectacular

Para el viento paralelo al plano del letrero el área expuesta es muy pequeña, por lo que, de la **Tabla 4.3.16(d)** considerando la relación h/H = 3/13 = 0.23, se toma el coeficiente de presión neta C_{pn} = ±1.2 con lo que la presión de diseño es:

$$p_z(\text{z}) = (1.2)(1096.9) = 1316.3\,\text{Pa}$$

y la fuerza dinámica equivalente sobre el letrero, empleando el mismo factor de amplificación dinámica es de:

$$F_{eq}(\text{z}) = p_z\, A_{\text{exp}}\, F_{AD} = (1316.3)(6 \times 3)(1.53) = 36251\ \text{N} = 3696.6\ \text{kg}$$

Sobre la columna se tiene la misma fuerza por unidad de longitud que en los casos anteriores.

En las figuras siguientes se ilustran las fuerzas en los tres casos presentados.

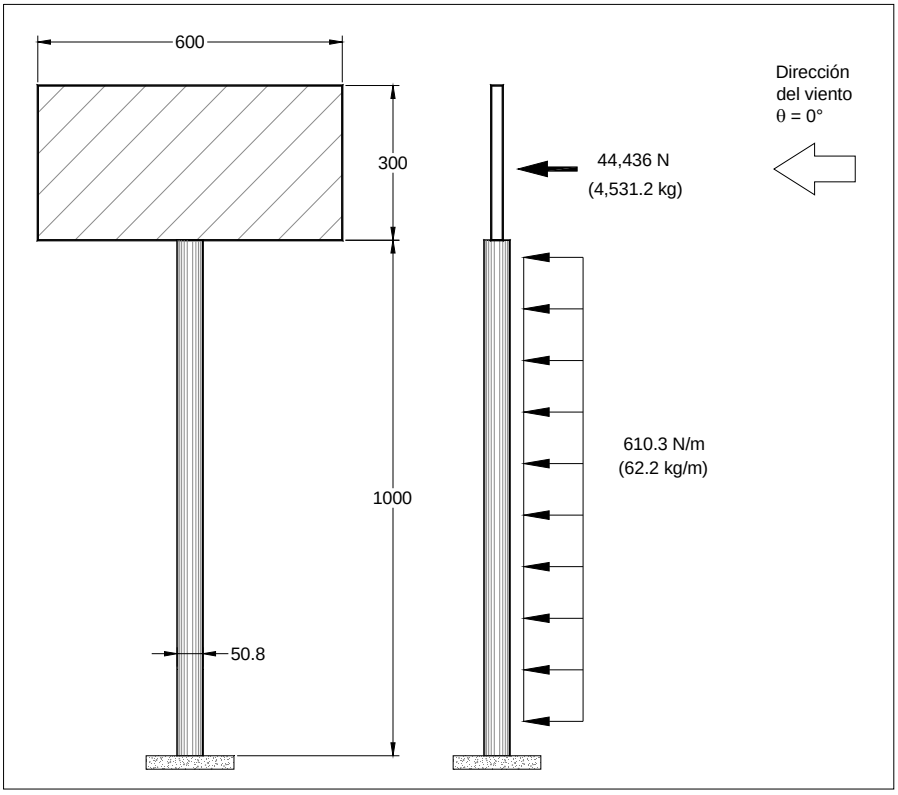


Figura III.32 Fuerzas con viento normal al plano del espectacular

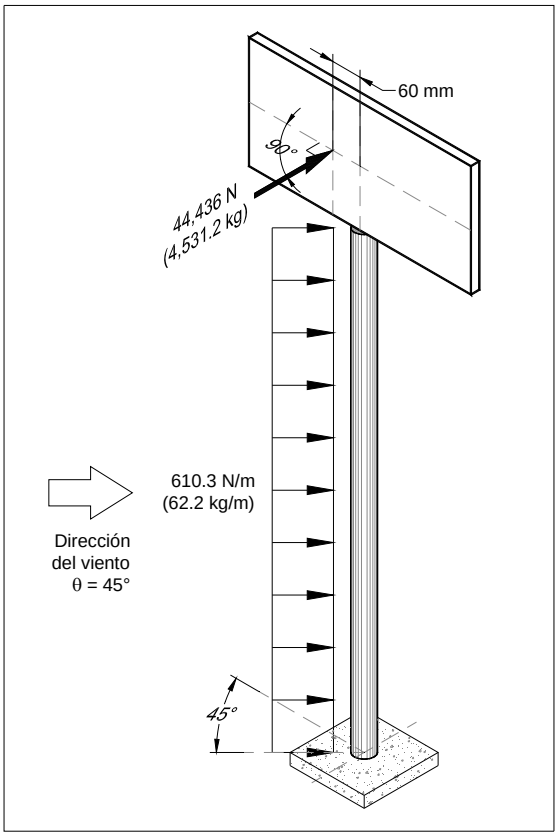


Figura III.33 Fuerzas con viento a 45° del plano del espectacular.

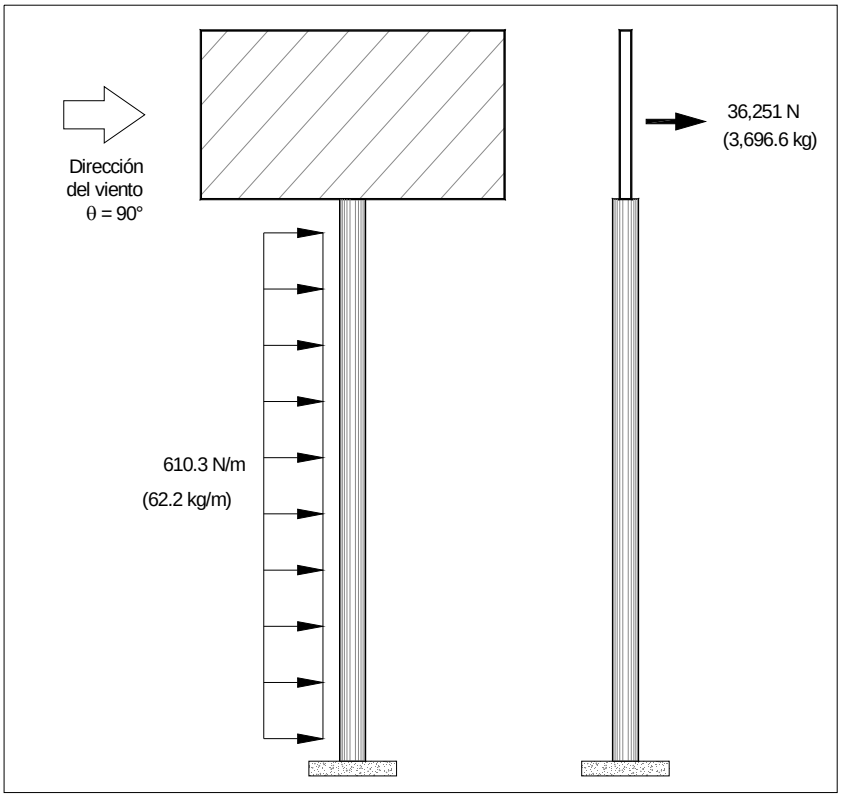


Figura III.34 Fuerzas con viento paralelo al plano del espectacular.

5) Efecto de vórtices periódicos

El efecto de los vórtices periódicos (**inciso 4.4.7)** puede despreciarse si se cumple que:

$$V'_D < 0.8\ V_{\text{crít}}$$

Los vórtices periódicos se presentarán sobre la columna, por ello, el factor de exposición, F'_{rz}, a una altura de 10 metros es de:

$$F'_{rz} = 0.702\,(0.77) = 0.5405$$

y la velocidad media de diseño, V'_D es de:

$$V'_D = \frac{(1.0)\,(0.5405)\,(170)}{3.6} = 25.52 \text{ m/s}$$

La velocidad crítica de los vórtices periódicos se obtiene considerando el número de Strouhal para una sección circular, $S_t = 0.20$ (**inciso 4.4.7.1**):

www.elsolucionario.org

$$V_{\text{crít}} = \frac{\text{b}\, n_{1,y}}{S_t} = \frac{0.508\,(3.18)}{0.20} = 8.08 \text{ m/s} < V'_D$$

Por lo tanto, debe estudiarse el efecto de vórtices periódicos.

Las fuerzas debidas a vórtices periódicos se calculan con la expresión (**inciso 4.4.7.2**):

$$F_w(\text{z}) = \left(2\,\pi\, n_{1,y}\right)^2 m(\text{z})\,\Phi_{1,y}(\text{z})\,Y_{F,\text{máx.}}$$

Para ello, es necesario obtener el desplazamiento máximo:

$$Y_{F,\text{máx.}} = \sigma_y\, k_p$$

σ_y se obtiene despejando de:

$$\left(\frac{\sigma_y}{\text{b}}\right)^2 = c_1 + \sqrt{c_1^2 + c_2}$$

para conocer los coeficientes c_1 y c_2, es necesario obtener a_L, K_a y C_a, cuyos valores dependen del número de Reynolds, cuyo valor es:

$$R_e = \frac{\text{b}V_{\text{crít}}}{\nu_c} = \frac{0.508\,(8.08)}{15\times10^{-6}} = 2.74\times10^5$$

los coeficientes a_L, K_a y C_a se obtienen interpolando entre los valores de la **Tabla 4.4.4**. Es preciso hacer notar que estos coeficientes varían linealmente con el logaritmo del número de Reynolds que, en este caso se encuentra en el intervalo de 10^5 a 5×10^5, con lo que:

$\log(10^5) = 5.0$; $\log(5\times10^5) = 5.699$; $\log(2.74\times10^5) = 5.4378$

$$C_a = \frac{0.005 - 0.02}{5.699 - 5.0}(5.4378 - 5.0) + 0.02 = 0.010605$$

$$K_{a,máx} = \frac{0.5 - 2.0}{5.699 - 5.0}(5.4378 - 5.0) + 2.0 = 1.0605$$

$$a_L = 0.4$$

$$K_a = K_{a,\text{máx}}\; f(I_v)$$

$$I_v(10) = 0.29\left(\frac{10}{10}\right)^{-0.21} = 0.29 > 0.25$$

$$f(I_v) = 0.25$$

K_a = 1.0605 (0.25)=0.2651

y los coeficientes c_1 y c_2 se calculan con:

$$c_1 = \frac{a_L^2}{2}\left(1 - \frac{\varsigma_{t,y}}{K_a}\frac{m_e}{\rho b^2}\right)$$

$$c_2 = \frac{a_L^2}{K_a}\frac{\rho b^2}{m_e}\frac{C_a^2}{S_t^4}\frac{b}{h}$$

Para ello, la masa equivalente por unidad de longitud se obtuvo con la siguiente ecuación, a partir de los resultados de un modelo numérico de análisis por elemento finito, considerando una masa de 1050 kg correspondiente al letrero en la parte superior de la columna, entre los 10 y 13 metros de altura, con una altura promedio de 11.5 m.

$$m_e = \frac{\int_0^h m(z)\,\Phi_{1,y}^2(z)\,dz}{\int_0^h \Phi_{1,y}^2(z)\,dz} = 334.82 \text{ kg/m}$$

$$c_1 = \frac{0.4^2}{2}\left(1 - \frac{0.002}{0.2651}\,\frac{334.82}{(1.225)(0.508)^2}\right) = -0.5592$$

en el cálculo del coeficiente c_2, h es igual a la altura de la columna

$$c_2 = \frac{0.4^2}{0.2651}\,\frac{1.225(0.508)^2}{334.82}\,\frac{(0.010605)^2}{0.2^4}\,\frac{0.508}{10} = 2.0348\times10^{-6}$$

$$\left(\frac{\sigma_y}{b}\right)^2 = -0.5592 + \sqrt{(-0.5592)^2 + 2.0348\times10^{-6}} = 1.8194\times10^{-6}$$

σ_y = 0.000685 m

$$k_p = \sqrt{2}\left[1 + 1.2\arctan\left(0.75\,\frac{\varsigma_{t,y}}{K_a}\frac{m_e}{\rho b^2}\right)\right]$$

$$k_p = \sqrt{2}\left[1+1.2\arctan\left(0.75\,\frac{0.002}{0.2651}\,\frac{334.82}{(1.225)(0.508)^2}\right)\right] = 3.799$$

y el desplazamiento máximo vale:

$$Y_{F,máx} = 0.000685 \times 3.799 = 0.00260 \text{ m}$$

Finalmente, la fuerza de inercia por unidad de longitud se obtiene como:

$$F_w(z) = \left(2\pi n_{1,y}\right)^2 m(z)\Phi_{1,y}(z)Y_{F,\text{máx.}}$$

recordando que, en este ejemplo, se normalizó la forma modal con lo que el valor máximo es unitario, se tiene que:

$$\Phi_{1,y}(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^{\lambda}$$

a partir de los resultados del modelo analítico se encontró que $\lambda = 1.3076$, entonces, la fuerza en Newtones por unidad de longitud a cualquier altura, debido a la masa de la columna, se obtiene con:

$$F_w(z) = (2\pi \times 3.18)^2\,(311)\,\Phi_{1,y}(z)\,0.00260 = 322.81\,\Phi_{1,y}(z)$$

Los resultados de la fuerza en función de la altura, dividiendo la columna en diez tramos de un metro, se resume en la tabla siguiente:

Fuerzas de inercia por vórtices

Tramo	z	$\Phi_{1,y}(z)$	$F_w(z)$ (N)
1	0.5	0.014	4.52
2	1.5	0.059	19.05
3	2.5	0.116	37.45
4	3.5	0.180	58.11
5	4.5	0.250	80.70
6	5.5	0.325	104.91
7	6.5	0.404	130.42
8	7.5	0.487	157.21
9	8.5	0.574	185.29
10	9.5	0.664	214.35
Letrero	11.5	0.852	928.57

www.elsolucionario.org

La fuerza de inercia debida a la masa del letrero se obtiene empleando su masa, en lugar de la masa por unidad de longitud de la columna, y la forma modal a la altura promedio de su masa:

$$F_w(z) = (2\pi \times 3.18)^2 \left(1050\right)(0.852)\, 0.00260 = 928.57 \text{ N}$$

EJEMPLO DE APLICACIÓN 7: Cálculo de presiones producidas por el viento sobre una torre de telecomunicaciones

I) Descripción del problema

Se desea obtener las presiones que el viento produce en una torre de telecomunicaciones que se ubica en la ciudad de Toluca, Estado de México. La altura sobre el nivel del mar del sitio es de 2680 metros y tiene una temperatura media anual de 13.4°C. El terreno en las zonas aledañas corresponde a granjas con pocas obstrucciones, con una topografía local plana. La geometría y dimensiones generales de la torre se muestran en la Figura III.35. Como puede apreciarse, se trata de una torre de sección triangular equilátera de 36 m de altura, con sección transversal variable, desde un ancho en la base de 2.10 m, hasta 1.0 m en la parte superior. En la cara frontal se tiene una cama guía formada por ángulos de lados iguales de 1 1/2”x 3/16” sobre la cual se apoyan doce cables alimentadores o “feeders” con un diámetro exterior de 2.819 cm. Sobre la cara posterior izquierda se ubica una escalera formada de ángulos de la misma geometría que la cama guía. Los detalles de la cama guía y de la escalera se aprecian en la Figura III.35. Tanto la cama guía con sus cables, como la escalera, se desarrollan en toda la altura de la torre. Cuenta además con dos antenas tipo tambor en los niveles 20.25 m y 32.05 m. Los diámetros de las antenas son de 60 cm y 70 cm y sus pesos de 31.0 kg y 38.0 kg, respectivamente.

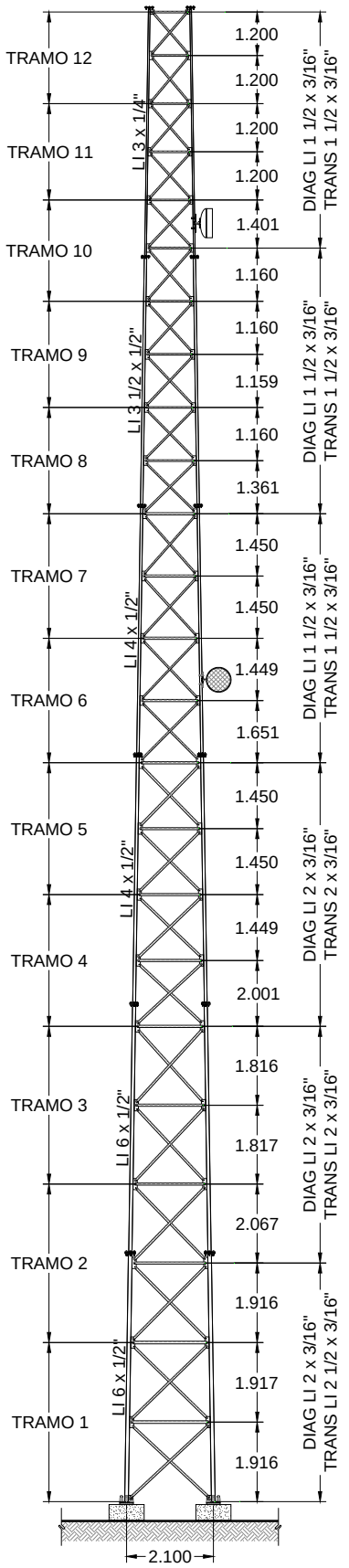
II) Procedimiento de solución

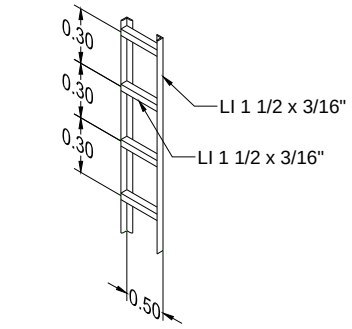
Los incisos, tablas y figuras citados en este ejemplo se refieren al **Tomo de Recomendaciones**.

1) Clasificación de la estructura

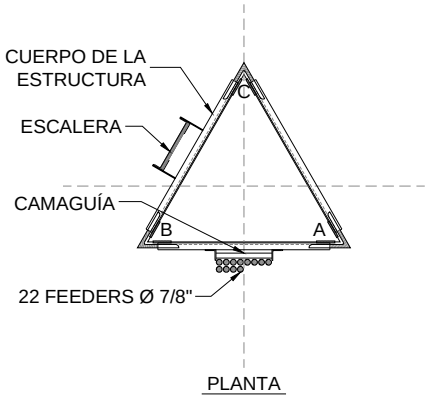
La torre es parte importante de un proceso que requiere mantener la comunicación, por lo que, según su importancia, la estructura pertenece al Grupo A (**inciso 4.1.3**).

La torre tiene una relación de esbeltez $\lambda = h/b = 36/1.55 = 23.23 > 5$, por lo que, según su respuesta ante la acción del viento la estructura es Tipo 2 (**inciso 4.1.4**).





ESCALERA Y CAMA GUÍA



PLANTA

Figura III.35 Geometría y contenido de la torre de telecomunicaciones en estudio.

www.elsolucionario.org

2) Determinación de la velocidad básica de diseño

La velocidad básica de diseño depende de varios parámetros (**inciso 4.2**); éstos se calculan como se indica a continuación.

2.1) Categoría del terreno

De acuerdo con los datos, el terreno corresponde a la Categoría 2, Tabla 4.2.1.

2.2) Velocidad regional

A partir de la importancia de la estructura, debe emplearse una velocidad de viento con un periodo de retorno de 200 años. La velocidad regional que corresponde a la ciudad de Toluca, Estado de México, tomada de la Tabla C.1 del **Apéndice C**, es:

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

*2.3) Factor de topografía, F_T (**inciso 4.2.4**)*

Puesto que la torre de telecomunicaciones se desplantará en terreno plano, y considerando que el terreno tiene una pendiente menor que 5%, se emplea un factor de corrección por topografía de $F_T = 1.0$ (Tabla 4.2.4).

3) Selección del procedimiento para determinar las acciones por viento

Según el **inciso 4.1.5**, si la clasificación de la estructura en función de su respuesta ante la acción del viento es Tipo 2, los efectos del viento se evaluarán con las recomendaciones del análisis dinámico (**inciso 4.4**).

4) Presiones y fuerzas de diseño

En el análisis dinámico, los efectos del viento se obtienen a partir de las presiones de viento, afectadas por un factor de amplificación dinámica, que toma en cuenta las características fluctuantes del viento y las propiedades físicas y dinámicas de las estructuras. De acuerdo con el **inciso 4.4.3**, la presión en la dirección del viento se obtiene con la expresión:

$$p_z = C_P \, q_z$$

5) Cálculo del factor de amplificación dinámica, F_{AD}

Para torres de celosía autosoportadas, la fuerza dinámica equivalente se obtiene con la siguiente expresión (**inciso 4.4.5**):

$$F_{eq} = q_z\, C_{at}\, A_{ref}\, F_{AD}$$

El factor de amplificación dinámica, F_{AD}, se obtiene con la expresión:

$$F_{AD} = \frac{1+2I_v(z_s)\, k_p \sqrt{B^2+R^2}}{1+7I_v(z_s)} \left[\frac{C_{RG}}{C_G}\right] F_M$$

- *Factores correctivos de la forma modal, C_{RG} y C_G*

Para calcular los factores correctivos de la forma modal (**inciso 4.4.5.1**) previamente se obtiene:

$$\lambda_B = 1 - \frac{b_h}{b_0} = 1 - \frac{1.00}{2.10} = 0.5238$$

con lo que:

$$C_{RG} = \left(\frac{1-\frac{3}{4}\lambda_B}{\alpha'+3}\right) = \left[\frac{1-\frac{3}{4}(0.5238)}{0.16+3}\right] = 0.1921$$

$$C_G = \left(\frac{1}{2\alpha'+3} - \frac{\lambda_B}{2\alpha'+4}\right) = \left[\frac{1}{(2)0.16+3} - \frac{0.5238}{(2)0.16+4}\right] = 0.17995$$

- *Factor de respuesta de fondo, B^2*

Primero se toma, de la Tabla 4.4.2, para terreno Categoría 2, el valor de $\bar{\alpha} = 0.52$, luego se calcula la longitud de la escala de turbulencia a la altura z_s = 36 m:

$$L(z_s) = 300\left(\frac{z_s}{200}\right)^{\bar{\alpha}} = 300\left(\frac{36}{200}\right)^{0.52} = 122.988\ \text{m}$$

con lo que el factor de respuesta de fondo:

$$B^2 = \frac{1}{1+2\frac{\sqrt{hb}}{L(z_s)}} = \frac{1}{1+2\frac{\sqrt{36(1.55)}}{122.988}} = 0.8917$$

- *Factor de corrección por masa y forma modal,* F_M

La frecuencia natural de vibración se calculó con un modelo tridimensional, empleando un programa comercial de análisis, considerando el peso propio de la estructura y el peso de los accesorios, obteniéndose:

$$n_{1,x} = 1.47863 \text{ Hz}$$

El factor de corrección por masa y forma modal se determina con:

$$F_M = \frac{m_{total}}{5m_r}\left[\left(0.5\frac{b_h}{b_0} - 0.3\right)(\lambda_m - 2) + 1.4\right](1 - 0.4\ln\lambda_m)$$

en donde λ_m es el exponente de variación de la forma modal con la altura, suponiendo una variación de la forma modal de $\Phi(z) = (z/h)^{\lambda_m}$. En este ejemplo, el valor de λ_m se determinó a partir de la forma del primer modo, realizando un ajuste por el método de mínimos cuadrados, resultando

$$\lambda_m = 1.6469$$

La masa generalizada (**inciso 4.4.5.1**) se calculó con la siguiente expresión, dividiendo la torre en tramos e integrando numéricamente:

$$m_r = \int_0^h m(z)\,\Phi^2(z)\,dz = 84.408\,\text{kg}\cdot\text{s}^2/\text{m} = 841.319\,\text{kg}$$

y la masa total de la torre, incluyendo accesorios y antenas, es de:

$$m_{total} = 4594.643\,\text{kg}$$

Sustituyendo valores, el factor de corrección por masa y forma modal resulta:

$$F_M = \frac{4594.63}{5(841.319)}\left\{\left(0.5\frac{1.00}{2.10} - 0.3\right)(1.6469 - 2) + 1.4\right\}[1 - 0.4\ \ln(1.6469)] = 1.243$$

www.elsolucionario.org

- *Velocidad media de diseño,* V'_D

Para los cálculos siguientes se requiere conocer el valor de la velocidad media de diseño a la altura de referencia, z_s, que es igual a la altura de la torre. Para ello, se obtiene el factor de exposición, F'_{rz}, con los parámetros para terreno Categoría 2; de la Tabla 4.4.1, **inciso 4.4.2.1**: $\bar{b}$ = 1.00 y α' = 0.16; entonces:

$$F'_{rz} = 0.702\ \bar{b}\left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha'} = 0.702\ (1.00)\left(\frac{36}{10}\right)^{0.16} = 0.8617$$

Aplicando lo indicado en el **inciso 4.4.2**, la velocidad media de diseño:

$$V'_D = \frac{(1.0)(0.8617)(120)}{3.6} = 28.72\ \text{m/s}$$

- *Factor de respuesta en resonancia,* R^2

Se obtendrán los valores de las variables que intervienen en la fórmula para el factor de respuesta en resonancia:

$$R^2 = \frac{\pi}{4\xi_{est,x}} S_L(z, n_{1,x})\ R_h(\eta_h)\ R_b(\eta_b)$$

Las frecuencias reducidas, η_h y η_b, se determinan con:

$$\eta_h = \frac{2\,n_{1,x}\,h}{V'_D(z)} = \frac{2(1.47863)(36)}{28.72} = 3.707$$

$$\eta_b = \frac{3.5\,n_{1,x}\,b}{V'_D(z)} = \frac{3.5(1.47863)(1.55)}{28.72} = 0.279$$

Entonces, las funciones de admitancia aerodinámica resultan en:

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{1+\eta_h} = \frac{1}{1+3.707} = 0.2124$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{1+\eta_b} = \frac{1}{1+0.279} = 0.7819$$

El espectro de densidad de potencia, $S_L(z,\eta_{1,x})$, evaluado a una altura z_s, y para la frecuencia fundamental de vibrar de la estructura en la dirección longitudinal es,

$$S_L(z,\eta_{1,x}) = \frac{4\left(\frac{n_{1,x}\,L(z_s)}{V'_D(z_s)}\right)}{\left(1+71\left(\frac{n_{1,x}\,L(z_s)}{V'_D(z_s)}\right)^2\right)^{5/6}} = \frac{4\left(\frac{(1.47863)(122.988)}{28.72}\right)}{\left\{1+71\left(\frac{(1.47863)(122.988)}{28.72}\right)^2\right\}^{5/6}} = 0.0335$$

por lo que el factor de respuesta resonante, considerando una relación de amortiguamiento estructural, $\varsigma_{est,x}$, de 0.005, correspondiente a torres de celosía atornilladas (véase la Tabla 4.4.3):

$$R^2 = \frac{\pi}{4(0.005)}(0.0335)(0.2124)(0.7819) = 0.8739$$

- *Factor pico, k_p*

El factor pico k_p es:

$$k_p = \sqrt{2\ln(600\,v)} + \frac{0.60}{\sqrt{2\ln(600\,v)}} \geq 3.0$$

en donde:

$$v = n_{1,x}\sqrt{\frac{R^2}{B^2+R^2}} = 1.47863\sqrt{\frac{0.8739}{0.8917+0.8739}} = 1.04\,\text{Hz}$$

por lo tanto:

$$k_p = \sqrt{2\ln(600\times1.04)} + \frac{0.60}{\sqrt{2\ln(600\times1.04)}} = 3.755$$

De la Tabla 4.4.2, se toma el valor de $z_{mín}$ = 2 m < z_s = 36 m < $z_{máx}$ = 200 m y el de $\overline{d} = 0.19$ para un terreno con Categoría 2, por lo que el índice de turbulencia a la altura de referencia se obtiene como:

$$I_v(z_s) = \overline{d}\left(\frac{z_s}{10}\right)^{-\alpha'} = 0.19\left(\frac{36}{10}\right)^{-0.16} = 0.1548$$

Finalmente, a partir de los valores obtenidos, el F_{AD} resulta:

$$F_{AD} = \frac{1+2(0.1548)(3.755)\sqrt{0.8917+0.8739}}{1+7(0.1548)}\left[\frac{0.1921}{0.17995}\right]1.243 = 1.621$$

6) Fuerzas en la torre y en los accesorios

Las fuerzas equivalentes sobre diferentes tramos de la torre se obtienen con la expresión dada anteriormente, en donde el área de referencia, A_{ref}, corresponde al área de los miembros de la cara frontal del tramo considerado, proyectada perpendicularmente a la dirección del viento, A_{At}:

$$F_{eq} = q_z \, C_{at} \, A_{At} \, F_{AD}$$

Es importante mencionar que el factor de amplificación dinámica es el mismo para todos los tramos de la torre, sin embargo, la presión dinámica de base dependerá de la altura promedio de cada tramo.

Los coeficientes de arrastre en los tramos de la torre sin accesorios se obtienen, según se indica en el **inciso 4.3.2.12.1.1**, de la Tabla 4.3.19 por tratarse de una torre de sección triangular equilátera con miembros de lados planos.

La torre se dividió en doce tramos; las alturas superiores (z_{top}), las áreas, sólida (A_{At}) y total (A_{TOT}) que delimita cada tramo, las relaciones de solidez (ϕ) y los coeficientes de arrastre (C_{at}), se resumen en la tabla siguiente.

Coeficientes de arrastre de los tramos de la torre

Tramo	z_{top}	A_{At}	A_{TOT}	ϕ	C_{at}
1	3.833	1.993	7.825	0.255	2.480
2	7.816	1.994	7.655	0.260	2.460
3	11.449	1.809	6.560	0.276	2.396
4	14.899	1.363	5.856	0.233	2.568
5	17.799	1.189	4.641	0.256	2.476
6	20.899	1.073	4.677	0.229	2.584
7	23.799	1.005	4.110	0.244	2.524
8	26.320	0.828	3.364	0.246	2.516
9	28.639	0.768	2.923	0.263	2.448
10	31.200	0.775	3.037	0.255	2.480
11	33.600	0.698	2.664	0.262	2.452
12	36.000	0.685	2.488	0.275	2.400

www.elsolucionario.org

Los coeficientes de arrastre de cada tramo se calcularon interpolando entre los valores de la Tabla 4.3.19; por ejemplo: para el tramo 1, la relación de solidez es:

$$\phi = \frac{1.993\,\text{m}^2}{7.825\,\text{m}^2} = 0.255$$

Los coeficientes de arrastre para torres de sección triangular equilátera, para relaciones de solidez de 0.2 y 0.3 son 2.7 y 2.3, respectivamente. Interpolando entre estos valores, para $\phi = 0.255$ se obtiene:

$$C_{at} = \frac{2.3 - 2.7}{0.3 - 0.2}(0.255 - 0.2) + 2.7 = 2.48$$

6.1) Accesorios

Las fuerzas equivalentes sobre los accesorios se toman en cuenta como se indica en el **inciso 4.3.2.12.1.2**. Esto se logra agregando su área al área proyectada de la torre, cuando se instalan simétricamente; en caso contrario, se modifica el coeficiente de arrastre de la torre, quedando como:

$$C_{ate} = C_{at} + \sum \Delta C_{at}$$

El coeficiente de arrastre adicional ΔC_{at} para cada accesorio, se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$\Delta C_{at} = C_{au} K_{re} K_{in} (A_a / A_{At})$$

Los accesorios de la torre pueden verse en la Figura III.35. En la parte exterior de la cara frontal se alojan doce cables alimentadores, conocidos como “feeders”, que corren en el sentido vertical, en toda la altura de la torre. Cada uno de estos cables, considerando el recubrimiento aislante, tiene un diámetro exterior de 2.819 cm (1.11 pulgadas). Estos cables se apoyan sobre una cama guía de 50 centímetros de ancho, fabricada con ángulos de 1 1/2”x 3/16”, los perfiles transversales están colocados a cada 30 centímetros. En la cara posterior izquierda de la torre se ubica una escalera con las mismas características que la cama guía. Debido a las características físicas de los accesorios y su ubicación, pueden agruparse en tres tipos de accesorios: cama guía, cables alimentadores y escalera. Esto es porque, aunque la cama guía y la escalera son iguales, se ubican en diferentes caras de la torre, por lo que tienen

diferente ángulo de incidencia del viento. A continuación se ejemplifica el cálculo de ΔC_{at} de estos tres grupos de elementos en el primer tramo, suponiendo que el viento incide en la dirección perpendicular a la cara frontal de la torre.

Cables alimentadores (*feeders*)

Los cables tienen una sección transversal circular. Según la Tabla A.1 del **Apéndice A**, a las secciones circulares les corresponde un coeficiente de arrastre C_{au} = 1.2.

El factor de corrección por relación de esbeltez, K_{re}, deberá obtenerse de la Tabla A.4 en el **Apéndice A**, en donde por tratarse de elementos muy largos, con una relación de esbeltez mayor que 40, K_{re} = 1.0.

Como el viento incide sobre la cara frontal ($\theta_a = 0°$) y los cables se encuentran en la parte exterior de dicha cara, el factor de corrección por interferencia, es:

$$K_{in} = [1.5 + 0.5 \cos 2(\theta_a - 90°)] \exp[-1.8 (C_{at}\phi)^2]$$

$$K_{in} = [1.5 + 0.5 \cos 2(0° - 90°)] \exp [-1.8 (2.48 \times 0.255)^2] = 0.487$$

El área expuesta de los cables en el tramo 1 es de:

$$A_a = 12 \times 0.02819 \times 3.833 = 1.297 \text{ m}^2$$

con lo que:

$$\Delta C_{at} = 1.2 \times 1.0 \times 0.487 \left(\frac{1.297}{1.993} \right) = 0.38$$

Cama guía

La escalera guía se compone de perfiles ángulo de lados iguales. El coeficiente de arrastre de estos elementos, en función del ángulo de incidencia del viento se toma de la Tabla A.3 en el **Apéndice A**:

$$C_{au} = 1.8$$

como en el caso anterior, por tratarse de elementos muy largos, con una relación de esbeltez mayor que 40:

$$K_{re} = 1.0$$

como en el caso anterior, el factor de corrección por interferencia, es:

$$K_{in} = [1.5 + 0.5\cos 2(0° - 90°)] \exp[-1.8\,(2.48 \times 0.255)^2] = 0.487$$

El área expuesta de los ángulos de la escalera en el tramo, considerando escalones a cada 30 centímetros es de:

$$A_a = \left(2 + \frac{1}{0.3}0.5\right)(0.0381)\ (3.833) = 0.535\ \text{m}^2$$

con lo que:

$$\Delta C_{at} = 1.8\,(1.0)\,(0.487)\left(\frac{0.535}{1.993}\right) = 0.235$$

Escalera

La escalera tiene la misma geometría que la cama guía. Sin embargo, el ángulo de incidencia del viento es diferente. Rigorosamente, el coeficiente de arrastre de los perfiles que componen la escalera es diferente en cada uno, debido a la posición de los ángulos. Un valor promedio, calculado en función del ángulo del viento con respecto a cada perfil, en función de la longitud de estos elementos por metro es de 1.514. No obstante, en este ejemplo se supone conservadoramente:

$$C_{au} = 1.8$$

$$K_{re} = 1.0$$

como la escalera se ubica en la cara posterior izquierda, $\theta_a = 240°$, y el factor de corrección por interferencia, resulta:

$$K_{in} = [1.5 + 0.5\cos 2(240° - 90°)]\exp[-1.8\,(2.48 \times 0.255)^2] = 0.852$$

El área de los ángulos de la escalera es de A_a = 0.535 m^2, con lo que:

$$\Delta C_{at} = 1.8\,(1.0)\,(0.852)\left(\frac{0.535}{1.993}\right) = 0.412$$

En consecuencia, el coeficiente de arrastre del tramo 1 de la torre, incluyendo los accesorios es:

$$C_{ate} = 2.48 + 0.38 + 0.235 + 0.412 = 3.507$$

www.elsolucionario.org

Los resultados de los coeficientes obtenidos en cada tramo, para cada tipo de accesorio, se presentan en las tablas siguientes:

Tramo	Escalera						Cama guía					
	A_a (m^2)	C_{au}	K_{re}	θ_a	K_{in}	ΔC_a	A_a (m^2)	C_{au}	K_{re}	θ_a	K_{in}	ΔC_a
1	0.535	1.80	1.00	240	0.852	0.412	0.535	1.80	1.00	0	0.487	0.235
2	0.556	1.80	1.00	240	0.838	0.421	0.556	1.80	1.00	0	0.479	0.240
3	0.508	1.80	1.00	240	0.796	0.402	0.508	1.80	1.00	0	0.455	0.230
4	0.482	1.80	1.00	240	0.919	0.585	0.482	1.80	1.00	0	0.525	0.334
5	0.405	1.80	1.00	240	0.849	0.521	0.405	1.80	1.00	0	0.485	0.297
6	0.433	1.80	1.00	240	0.932	0.677	0.433	1.80	1.00	0	0.532	0.387
7	0.405	1.80	1.00	240	0.884	0.641	0.405	1.80	1.00	0	0.505	0.366
8	0.352	1.80	1.00	240	0.878	0.672	0.352	1.80	1.00	0	0.502	0.384
9	0.324	1.80	1.00	240	0.830	0.630	0.324	1.80	1.00	0	0.474	0.360
10	0.358	1.80	1.00	240	0.852	0.708	0.358	1.80	1.00	0	0.487	0.405
11	0.335	1.80	1.00	240	0.833	0.720	0.335	1.80	1.00	0	0.476	0.411
12	0.335	1.80	1.00	240	0.799	0.703	0.335	1.80	1.00	0	0.457	0.402

Tramo	Cables alimentadores						C_{ae}
	A_a (m^2)	C_{au}	K_{re}	θ_a	K_{in}	ΔC_a	
1	1.297	1.2	1.00	0	0.487	0.380	3.507
2	1.347	1.2	1.00	0	0.479	0.388	3.509
3	1.229	1.2	1.00	0	0.455	0.371	3.399
4	1.167	1.2	1.00	0	0.525	0.539	4.026
5	0.981	1.2	1.00	0	0.485	0.480	3.774
6	1.049	1.2	1.00	0	0.532	0.624	4.272
7	0.981	1.2	1.00	0	0.505	0.592	4.123
8	0.853	1.2	1.00	0	0.502	0.621	4.193
9	0.784	1.2	1.00	0	0.474	0.581	4.019
10	0.866	1.2	1.00	0	0.487	0.653	4.246
11	0.812	1.2	1.00	0	0.476	0.664	4.247
12	0.812	1.2	1.00	0	0.457	0.650	4.155

6.2) Fuerzas en la torre

Las fuerzas en cada tramo de la torre, incluyendo los accesorios, se obtienen con la siguiente expresión (**inciso 4.4.5**):

$$F_{eq} = q_z \, C_{ate} \, A_{At} \, F_{AD}$$

por ejemplo, en el primer tramo, la altura promedio es de

$$z = 1.9165 \text{ m},$$

el factor de topografía, por estar en zona plana es:

$$F_T = 1.0$$

el factor de corrección por exposición, según el **inciso 4.2.3**, por estar a una altura menor que 10 metros es de

$$F_{rz} = c = 1.00$$

por lo que la velocidad de diseño es:

$$V_D = F_T \; F_{rz} \; V_R = 120 \text{ km/h}$$

y la presión dinámica de base es:

$$q_z = 0.047 \, G \, V_D^2$$

considerando una altura sobre el nivel del mar de 2680 metros, la presión barométrica se obtiene interpolando entre los valores de la Tabla 4.2.5, para 2500 y 3000 msnm, siendo de 552.4 mm Hg; así, el factor de corrección para una temperatura de 13.4°C es:

$$G = \frac{0.392 \times 552.4}{273 + 13.4} = 0.756$$

$$q_z = 0.047 \times 0.756 \times (120)^2 = 511.66 \text{ N/m}^2$$

con lo que la fuerza en el primer tramo resulta ser:

$$F_{eq} = 511.66 \, (3.507)(1.993)(1.621) = 5797 \text{ N}$$

Si se desea conocer las fuerzas en los accesorios, bastará emplear ΔC_{at} en lugar de C_{ate} en la expresión anterior. Por ejemplo, para la cama guía:

$$F_{eq} = 511.66\,(0.235)(1.993)(1.621) = 388\ \text{N}$$

Las fuerzas en cada tramo y accesorio se resumen en la tabla siguiente:

Fuerzas en torre y accesorios

Tramo	z (m)	F_{rz}	V_D	q_z	C_{ate}	A_{At}	F_{eq} escalera (N)	F_{eq} cama (N)	F_{eq} *feeders* (N)	F_{eq} torre (N)	F_{eq} total (N)
1	1.9165	1.000	120.0	511.66	3.507	1.993	681	388	628	4099	5797
2	5.8245	1.000	120.0	511.66	3.509	1.994	696	397	642	4068	5802
3	9.6325	1.000	120.0	511.66	3.399	1.809	603	345	557	3594	5099
4	13.174	1.036	124.3	549.07	4.026	1.363	710	405	654	3115	4884
5	16.349	1.065	127.8	580.28	3.774	1.189	582	332	537	2768	4219
6	19.349	1.088	130.6	605.85	4.272	1.073	713	408	657	2722	4500
7	22.349	1.108	133.0	628.63	4.123	1.005	656	375	606	2584	4221
8	25.0595	1.125	135.0	647.32	4.193	0.828	584	334	540	2186	3643
9	27.4795	1.138	136.6	662.78	4.019	0.768	520	297	479	2020	3316
10	29.9195	1.151	138.1	677.37	4.246	0.775	603	345	556	2111	3615
11	32.4	1.162	139.5	691.32	4.247	0.698	563	322	519	1918	3323
12	34.8	1.173	140.8	704.09	4.155	0.685	550	314	508	1877	3249

7) Cálculo de las fuerzas en las antenas de microondas

Antena 1

La primera antena de microondas tiene 0.6 m de diámetro y un área de $A_a = 0.283\ \text{m}^2$. Se ubica a una altura de z = 20.25 m, con lo que el factor de corrección por exposición, según el **inciso 4.2.3** es de:

$$F_{rz} = c\left(\frac{\text{z}}{10}\right)^{\alpha} = 1.0\left(\frac{20.25}{10}\right)^{0.128} = 1.0945$$

y la velocidad de diseño es de:

$$V_D = F_T\ F_{rz}\ V_R = 131.34\ \text{km/h}$$

por lo que la presión dinámica de base es:

$$q_z = 0.047 \times 0.756 \times (131.34)^{\,2} = 612.9\ \text{N/m}^2$$

www.elsolucionario.org

Como puede verse en la Figura III.35, la antena está sobre la cara principal. Como en el cálculo se está suponiendo que el viento incide sobre dicha cara, el ángulo de incidencia del viento es de cero grados y la fuerza sobre ella en la dirección del viento, corresponde a la fuerza F_{am}. El coeficiente se toma de la Tabla A.7 del **Apéndice A**, para antenas de microondas tipo tambor, en donde para cero grados es de:

$$C_a = 1.2617$$

y la fuerza en la dirección del viento se obtiene como:

$$F_{am} = q_z \; G_h \; C_a \; A_a$$

como se están obteniendo los efectos sobre la torre,

$$G_h = F_{AD} = 1.621$$

con lo que:

$$F_{am} = 612.9 \times 1.621 \times 1.2617 \times 0.283 = 354.7 \text{ N}$$

en este caso,

$$C_s = C_m = 0.0$$

por lo que no se tiene fuerza transversal ni momento sobre la antena.

Antena 2

La segunda antena de microondas tiene 0.7 m de diámetro y un área de $A_a = 0.385 \text{ m}^2$. A la altura en que está ubicada, z = 32.05 m, el factor de corrección por exposición, según el **inciso 4.2.3** es de:

$$F_{rz} = c\left(\frac{z}{10}\right)^{\alpha} = 1.0\left(\frac{32.05}{10}\right)^{0.128} = 1.1608$$

entonces, la velocidad de diseño es:

$$V_D = F_T \; F_{rz} \; V_R = 139.3 \text{ km/h}$$

y la presión dinámica de base:

$$q_z = 0.047 \times 0.756 \times (139.3)^2 = 689.5 \text{ N/m}^2$$

Como puede verse en la Figura III.35, esta antena tiene un ángulo de 90° con respecto al viento cuando incide sobre la cara frontal. En este caso, la fuerza en la dirección del viento es la fuerza F_{sm}. Los coeficientes se toman de la Tabla A.7, del **Apéndice A**, que para 90° son de:

$$C_s = 0.625$$
$$C_a = -0.1094$$
$$C_m = 0.098$$

la fuerza en la dirección del viento es:

$$F_{sm} = q_z\ G_h\ C_s\ A_a = 689.5 \times 1.621 \times 0.625 \times 0.385 = 268.9\ \text{N}$$

y la fuerza transversal y el momento valen:

$$F_{am} = q_z\ G_h\ C_a\ A_a = 689.5 \times 1.621 \times (-0.1094) \times 0.385 = -47.1\ \text{N}$$

$$M_m = q_z\ G_h\ C_m\ A_a\ \text{D}_1 = 689.5 \times 1.621 \times 0.098 \times 0.385 \times 0.7 = 29.5\ \text{N} - \text{m}$$

Los cambios climáticos en el mundo han incrementado la frecuencia de eventos eólicos desastrosos.

México no ha sido la excepción en verse afectado por tormentas que han generado vientos intensos, siendo los huracanes que azotan ambas costas de nuestro país los causantes de los mayores desastres. Si bien las pérdidas materiales directas e indirectas ocasionadas en la infraestructura de obras civiles por estos eventos pueden ser cuantiosas, la pérdida de vidas humanas, aún cuando sea poco numerosa, resulta incalculable.

En esta nueva versión del Manual de Diseño por Viento, se han revisado y renovado los criterios para el diseño de las estructuras contra la acción del viento, con el fin de obtener diseños más confiables pero también óptimos en relación al costo total de las posibles pérdidas si ocurriera una falla estructural.

Para garantizar la correcta operación de las obras civiles, en el diseño actual de las estructuras deberán tomarse en cuenta la seguridad de la obra y de sus ocupantes, el desempeño durante su vida útil y el respeto al medio ambiente. Para lograrlo, debe entonces buscarse el nivel de riesgo óptimo desde el punto de vista costo – beneficio, que satisfaga un desempeño aceptable para la sociedad, considerando que una inversión acrecentada en su confiabilidad inicial conduce a una reducción en los niveles de riesgo.

Es indispensable que el ingeniero disponga de estos conocimientos y los emplee para aumentar la seguridad y el desempeño de las estructuras ante la acción del viento, por lo que se ha buscado presentar en forma metodológica, los procedimientos que estimen los efectos del viento sobre diferentes tipos de estructuras, tomando en cuenta el peligro eólico latente en nuestro país.

Dr. Alberto López López
Diciembre, 2008