

Reglamento CIRSOC 102
Ministerio de Planificación Federal,
Inversión Pública y Servicios
Secretaría de Obras Públicas de la Nación

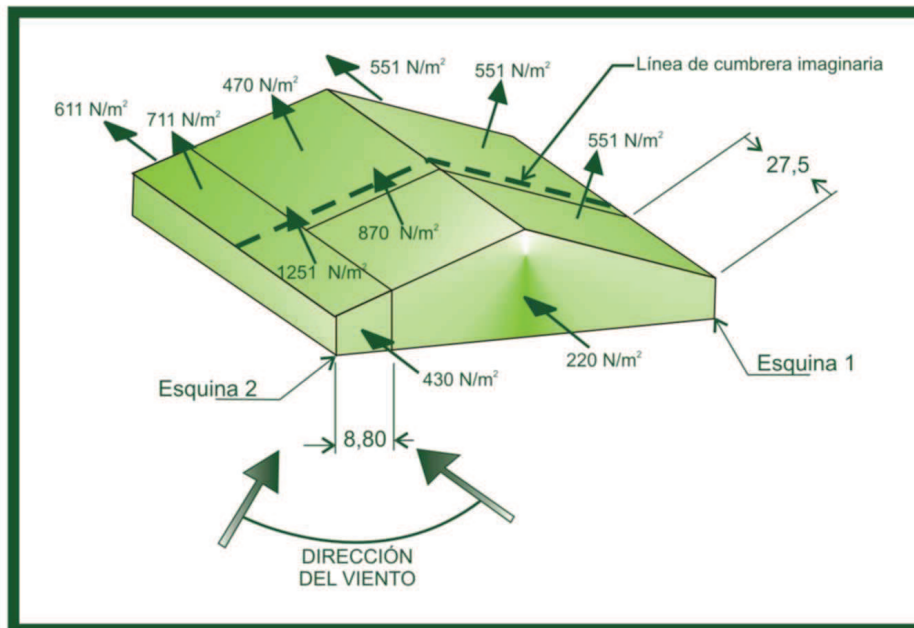
INTI

Instituto Nacional de
Tecnología Industrial



CIRSOC

Centro de Investigación de los
Reglamentos Nacionales de
Seguridad para las Obras Civiles



COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
DE ACCIÓN DEL
VIENTO SOBRE LAS
CONSTRUCCIONES

Julio 2005

**En trámite de
aprobación**

***COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO DE
ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE
LAS CONSTRUCCIONES***

EDICIÓN JULIO 2005



Balcarce 186 1° piso - Of. 138
(C1064AAD) Buenos Aires – República Argentina
TELEFAX. (54 11) 4349-8520 / 4349-8524

E-mail: cirsoc@inti.gov.ar
cirsoc@mecon.gov.ar

INTERNET: www.inti.gov.ar/cirsoc

Primer Director Técnico († 1980): Ing. Luis María Machado

Directora Técnica: Inga. Marta S. Parmigiani

Coordinadora Área Acciones: Inga. Alicia M. Aragno

Área Estructuras de Hormigón: Ing. Daniel A. Ortega

Área Administración, Finanzas y Promoción: Lic. Mónica B. Krotz

Área Venta de Publicaciones: Sr. Néstor D. Corti

© 2008

Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4313-3013

Queda hecho el depósito que fija la ley 11.723. Todos los derechos, reservados.
Prohibida la reproducción parcial o total sin autorización escrita del editor. Impreso en
la Argentina.

Printed in Argentina.



ORGANISMOS PROMOTORES

Secretaría de Obras Públicas de la Nación
Subsecretaría de Vivienda de la Nación
Instituto Nacional de Tecnología Industrial
Instituto Nacional de Prevención Sísmica
Ministerio de Hacienda, Finanzas y Obras Públicas de la Provincia del Neuquén
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización
Techint
Acindar

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Estructural
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Telefónica de Argentina
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
Sociedad Central de Arquitectos
Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica
Colegio de Ingenieros de la Provincia de Buenos Aires
Cámara Argentina del Aluminio y Metales Afines
Cámara Argentina de Empresas de Fundaciones de Ingeniería Civil

Reconocimiento Especial

El INTI-CIRSOC agradece muy especialmente a las Autoridades del American National Standards Institute (ANSI) y de la American Society of Civil Engineers (ASCE) por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, el Capítulo 6 del documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures” conocido como ASCE 7-95 (Revisión de ANSI-ASCE 7-93) y posteriormente ASCE 7-98.

**ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DE
LOS**

**COMENTARIOS AL
REGLAMENTO ARGENTINO
DE ACCIÓN DEL VIENTO
SOBRE LAS CONSTRUCCIONES**

CIRSOC 102

Ing. Juan Carlos Reimundín

Ing. Roberto Cudmani

COLABORADORES:

Ing. Alicia Aragno
Coordinadora Área Acciones
INTI-CIRSOC

Dra. María Eugenia Pons

Agradecimientos

El Comité Ejecutivo del **INTI-CIRSOC** y su Dirección Técnica agradecen a los siguientes profesionales e instituciones por su valiosa colaboración en la redacción de este ***Reglamento CIRSOC 102-2005***:

- ❑ A la Dra. María Luisa Altinger de Schwarzkopf por su trabajo “Fundamentos Meteorológicos que sustentan el trazado de isolíneas de la velocidad básica del viento” y a sus colaboradores Dr. Lichtenstein, Dra. Bischoff y Dr. Seluchi.
- ❑ Al Dr. Aldo Viollaz por su trabajo “Estimación de las Velocidades de Recurrencia de Vientos en la República Argentina”.
- ❑ Al Servicio Meteorológico Nacional, dependiente de la Fuerza Aérea Argentina, por el suministro de los datos de viento de toda la red de estaciones de la República Argentina.
- ❑ A los Sres. Hugo Pontoriero y Oscar Escudero del INPRES por el diseño de las portadas del Reglamento y sus Comentarios

Fotografías de los Comentarios al Reglamento: *Archivo “La Nación”*

COMISIÓN PERMANENTE DE ESTUDIO DE LA ACCION DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES

Coordinador

Ing. Cleto Agosti

ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES

Secretaria Técnica

Ing. Paula Folino

ASOCIACIÓN DE INGENIEROS ESTRUCTURALES

Integrantes:

Ing. Horacio Abaroa

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

Ing. Carlos Amura

INVITADO ESPECIAL

Ing. Alicia Aragno

INTI-CIRSOC

Ing. Carlos Bellagio

INVITADO ESPECIAL

Dr. Ulfilas Boldes

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA

Ing. Daniel Cancelleri

INVITADO ESPECIAL

Dr. Jorge Colman

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA

Ing. Roberto Cudmani

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN

Ing. Marcelo Galladini

INVITADO ESPECIAL

Ing. Pablo de Lavallaz

INVITADO ESPECIAL

Lic. Ingeborg Malaka

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

Ing. Mario Natalini

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

Lic. Silvia Nuñez

SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL

Ing. Juan C. Reimundín

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN

Dra. María L. Schwarzkopf

UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES

Dr. Aldo Viollaz

UNIVERSIDAD NACIONAL DE TUCUMÁN

INDICE

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES	1
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2. DEFINICIONES	3
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3. SIMBOLOGÍA	5
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4. MÉTODO 1- PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO	7
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5. MÉTODO 2 - PROCEDIMIENTO ANALÍTICO	
C 5.1. CAMPO DE VALIDEZ	9
C 5.2. LIMITACIONES PARA EL PROCEDIMIENTO ANALÍTICO	9
C 5.2.1. Protección	10
C 5.2.2. Revestimiento permeable al aire	10
C 5.4. VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO	10
C 5.4.1. Regiones especiales de viento	11
C 5.4.2. Estimación de las velocidades básicas del viento a partir de datos climáticos regionales	11
C 5.4.3. Limitación	11
C 5.4.4. Factor de direccionalidad del viento	12
C 5.5. FACTOR DE IMPORTANCIA	12
C 5.6. CATEGORÍAS DE EXPOSICIÓN	13
C 5.6.4. Coeficiente de exposición para la presión dinámica	20
C 5.7.1. Aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas	20
C 5.8. FACTORES DE EFECTO DE RÁFAGA	21
C 5.9. CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTOS	23
C 5.10. PRESIÓN DINÁMICA	24

C 5.11.	COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA	24
C 5.11.1.	Coeficientes de presión interna	29
C 5.12.	CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE EDIFICIOS	30
C 5.12.3.	Carga parcial y total	30
COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6. MÉTODO 3 - PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO		31
REFERENCIAS		33
FIGURAS		
Figura C-1	Relación de velocidad máxima probable a velocidad media horaria	39
Figura C-2	Aplicación de casos de carga para dos esquinas a barlovento	40
Figura C-3	Cargas de viento no-estacionarias sobre edificios bajos para una dirección del viento determinada	41
TABLAS		
Tabla C-1	Valores de la densidad del aire ambiente para alturas varias	43
Tabla C-2	Probabilidad de excedencia de la velocidad del viento de diseño durante el período de referencia	44
Tabla C-3	Factores de reducción para otros intervalos medios de recurrencia	45
Tabla C-4	Factor de efecto de ráfaga - Ejemplo	46
Tabla C-5	Factor de efecto de ráfaga - Ejemplo	47
Tabla C-6	Respuesta en la dirección del viento - Ejemplo	48

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 1.

REQUISITOS GENERALES

El Reglamento CIRSOC 102 proporciona tres métodos entre los cuales el Proyectista o Diseñador Estructural puede elegir. Un “método simplificado”, Método 1, mediante el cual el Proyectista o Diseñador Estructural puede seleccionar las presiones de viento directamente sin ningún cálculo cuando el edificio reúne los requisitos para la aplicación de este procedimiento; y otros dos métodos: Método Analítico y Procedimiento del Túnel de Viento.

Se detallan procedimientos de cálculo específicos paso a paso para la aplicación de los Métodos 1 y 2, para ayudar al usuario en el empleo de este Reglamento.

Se deben proveer arriostramientos temporarios para resistir la carga de viento sobre las componentes estructurales y conjuntos estructurales durante las etapas de construcción.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 2. DEFINICIONES

Sistema principal resistente a la fuerza del viento: Un pórtico estructural o un sistema de elementos estructurales que trabajan en forma conjunta para transferir al terreno las cargas de viento actuando sobre la totalidad de la construcción. Elementos estructurales tales como arriostramientos transversales, paredes de corte, y diafragmas de cubierta son parte del sistema principal resistente a la fuerza del viento cuando colaboran en la transferencia de cargas globales.

Edificios cerrados, abiertos y parcialmente cerrados: Estas definiciones se refieren a la selección adecuada de coeficientes de presión interna, GC_{pi} . Los edificios abiertos y edificios parcialmente cerrados están específicamente definidos. Todos los demás edificios se consideran cerrados por definición, aunque pueden existir grandes aberturas en dos o más paredes. Un ejemplo de ello es un garaje de estacionamiento al cual puede atravesar el viento. El coeficiente de presión interna para tal edificio sería ± 0.18 y las presiones internas actuarían sobre las áreas llenas de las paredes y cubierta.

Componentes y revestimientos: Los componentes reciben las cargas de viento directamente o a través de los revestimientos, y las transfieren al sistema principal resistente a la fuerza del viento. El revestimiento recibe las cargas de viento directamente. Ejemplos de componentes incluyen fijadores, cabios, correas, montantes, cubiertas de cubierta y armaduras de cubierta. Los componentes pueden ser parte del sistema principal resistente a la fuerza del viento cuando actúan como paredes de corte o diafragmas de cubierta, pero ellos también pueden estar cargados como componentes individuales. El Proyectista o Diseñador Estructural debe usar cargas apropiadas para el diseño de componentes, por lo cual puede resultar necesario más de un tipo de carga para el diseño de alguno de ellos, por ejemplo las armaduras de cubierta de grandes luces se deben diseñar para cargas asociadas con los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento, y los elementos individuales de las mismas se deben diseñar también para cargas de componentes y revestimientos. Ejemplos de revestimientos son el recubrimiento de paredes, los muros cortina, los revestimientos de cubierta, las puertas y ventanas exteriores, las puertas de cubierta, etc.

Área efectiva de viento: Es el área de la superficie del edificio usada para determinar GC_p . Esta área no corresponde necesariamente al área de la superficie del edificio que contribuye a la fuerza que se está considerando. Se presentan dos casos. En el caso corriente, el área efectiva de viento corresponde al área tributaria a la componente de la fuerza que se está considerando. Por ejemplo, para un panel de revestimiento, el área efectiva de viento puede ser igual al área total del panel; para un fijador de revestimiento, el área efectiva de viento es el área del revestimiento asegurada por un solo fijador. Un larguero central puede recibir viento de varios paneles de revestimiento; en este caso, el área efectiva de viento es aquella asociada con la carga de viento que se transfiere al larguero central.

El segundo caso se presenta cuando componentes tales como los paneles de cubierta, montantes de paredes o armaduras de cubierta están ubicados muy juntos; el área de incidencia del componente puede tornarse larga y angosta. Para aproximar mejor la distribución real de cargas en tales casos, el ancho del área efectiva de viento usado para evaluar GC_p no se debe adoptar menor que un tercio de la longitud del área. Este

incremento en el área efectiva de viento tiene el efecto de reducir la presión de viento promedio que actúa sobre el elemento componente. Es de notar sin embargo, que esta área efectiva de viento solo se debe usar para determinar el valor de GC_p de las Figuras 5 a 8. La carga inducida por el viento se debe aplicar sobre el área real tributaria al componente que se está considerando.

Para sistemas de cubierta tipo membrana, el área efectiva de viento para su fijación es el área de un tablero de aislación (o panel de cubierta si la aislación no se usa) si los tableros están totalmente adheridos (o la membrana está adherida directamente a la cubierta). Si los tableros de aislación o membranas están mecánicamente fijados o parcialmente adheridos, el área efectiva de viento es el área del tablero o membrana asegurado por un solo fijador o por un punto individual o fila de adhesivos.

Edificios y otras estructuras flexibles: Un edificio u otra estructura se considera flexible si exhibe una significativa respuesta resonante dinámica. La respuesta resonante depende de la estructura de la ráfaga del viento incidente, de las presiones generadas por el flujo de viento en el edificio, y de las propiedades dinámicas del edificio o estructura. La energía de la ráfaga en el viento es menor para frecuencias mayores de alrededor de **1Hz**. Por lo tanto, las respuestas resonantes de la mayoría de los edificios y estructuras con su menor frecuencia natural por encima de **1Hz** serán lo suficientemente pequeñas como para que, casi siempre, tal respuesta pueda ser ignorada. Si los edificios u otras estructuras presentaran una altura que excede cuatro veces la menor dimensión horizontal o cuando hay razones para pensar que la frecuencia natural es menor que **1 Hz** (período natural mayor que **1 seg**), se debe investigar su frecuencia natural. Para el cálculo de la frecuencia natural o el período de distintos tipos de edificios se puede consultar el Anexo III de este Reglamento.

Edificios y otras estructuras de forma regular: La definición de los límites de aplicación de los procedimientos analíticos contenidos en este Reglamento es un proceso dificultoso que requiere un equilibrio entre la necesidad práctica de usar las disposiciones más allá del rango para el cual fueron obtenidos los datos y restringir su uso más allá del rango realista de aplicación. Las disposiciones sobre cargas de viento están basadas principalmente en ensayos en túnel de viento sobre las formas que muestran las Figuras 3 a 8. Ensayos exhaustivos realizados en túnel de viento sobre estructuras reales en proyecto, muestran que algunos cambios relativamente grandes de estas formas pueden, en muchos casos, generar cambios menores en la carga de viento, mientras que en otros casos cambios aparentemente pequeños pueden tener efectos relativamente grandes, especialmente en presiones sobre revestimientos. Las cargas de viento sobre formas complicadas son frecuentemente menores que aquellas sobre las formas más simples de las Figuras 3 a 8, de modo que las cargas de viento que se determinan desde estas disposiciones, envuelven razonablemente la mayor parte de las formas estructurales. Los edificios que son claramente inusuales se diseñarán siguiendo las disposiciones del Capítulo 6 para ensayos en túnel de viento.

Edificios y otras estructuras rígidos: El criterio de definición para rígido en comparación a flexible es que la frecuencia natural sea mayor o igual que **1 Hz**. Una guía general es que la mayoría de los edificios y estructuras rígidos tienen una relación de altura respecto a su ancho mínimo menor que **4**. Cuando existen dudas acerca de si un edificio o estructura reúne estos requisitos, las disposiciones del Anexo III de este Reglamento proporcionan métodos para calcular la frecuencia natural (**período = 1/frecuencia natural**).

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 3. SIMBOLOGÍA

En estos Comentarios, se utilizan los siguientes símbolos y notación adicional:

- A_{ob} área promedio de terreno abierto que rodea cada obstrucción.
- n período de referencia, en años.
- P_a probabilidad anual de que la velocidad del viento exceda una magnitud dada, [ver la expresión (C1)].
- P_n probabilidad de exceder la velocidad de viento de diseño durante n años [ver la expresión (C1)].
- s_{ob} área frontal promedio expuesta al viento por cada obstrucción.
- V_t velocidad del viento promediada sobre t segundos (ver la Figura C1), en m/s.
- V_{3600} velocidad media del viento promediada en 1 hora (ver la Figura C1), en m/s.
- β relación de amortiguamiento, porcentaje de amortiguamiento crítico para edificios y otras estructuras.
- ξ exponente de modo

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 4.

MÉTODO 1. PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

El método 1 se incluye en este Reglamento para que el Proyectista o Diseñador Estructural de edificios de diafragma simple, relativamente comunes, de baja altura ($h \leq 10$ m), y forma regular, (ver definiciones de “edificio de diafragma simple” y “edificio de forma regular”) pueda elegir directamente de una Tabla las presiones para las paredes y la cubierta. Se dispone de dos Tablas, la Tabla 2 para el sistema principal resistente a la fuerza de viento y las Tablas 3A y 3B para componentes y revestimientos. En el caso de componentes y revestimientos, se proporcionan los valores para edificios cerrados y parcialmente cerrados. Se debe notar que para el sistema principal resistente a la fuerza de viento en un edificio de diafragma simple, la presión interna se anula para la carga sobre las paredes, pero se debe considerar en la cubierta. Esto es debido a que las fuerzas de viento se transfieren por diafragmas horizontales (tales como entresijos y cubiertas) a los elementos verticales del sistema principal resistente a la fuerza de viento (tales como paredes de corte, arriostramientos en X, o pórticos a flexión) y la recolección de fuerzas de viento proveniente de los lados del edificio a barlovento y sotavento, tiene lugar en los diafragmas horizontales. Una vez transferidas tales fuerzas hacia los diafragmas horizontales a través de los sistemas de paredes, dichas fuerzas se transforman en una fuerza neta de viento horizontal que se transmite a los elementos verticales. Las presiones internas iguales y opuestas sobre las paredes se compensan en el diafragma horizontal. El Método 1 combina las presiones a barlovento y sotavento en una presión neta de viento horizontal, con las presiones internas anuladas.

Se advierte al usuario la necesidad de considerar la aplicación precisa de las cargas de paredes a sotavento y barlovento a los elementos del diafragma de cubierta donde puedan existir aberturas y donde se diseñen elementos particulares tales como riostras. El diseño de los elementos de cubierta del sistema principal resistente a la fuerza de viento está influenciado aún por las presiones internas, pero debido a las limitaciones impuestas al tipo de edificio de diafragma simple, se puede suponer que el levantamiento máximo – producido por una presión interna positiva – es el caso de carga determinante. Para que el Proyectista o Diseñador Estructural utilice el Método 1, el edificio debe cumplir la totalidad de los siete requisitos del artículo 4.1., de otro modo se debe usar el Método 2 ó el 3. Los valores están tabulados para la exposición B; se proporcionan factores de multiplicación para las demás exposiciones comunes. No se recomienda el uso del procedimiento simplificado para edificios de baja altura en exposición A debido a la mayor incertidumbre en la distribución de la carga de viento en tal ambiente.

Se han utilizado los siguientes valores en la preparación de las Tablas:

$h = 10$ m ,
Exposición **B**,

$$K_z = 0,70;$$

$$K_d = 0,85,$$

$$G = 0,85,$$

$$K_{zt} = 1,0,$$

$$I = 1,0,$$

$$GC_{pi} = \pm 0,18 \text{ (edificio cerrado)}$$

$$GC_{pi} = \pm 0,55 \text{ (edificio parcialmente cerrado)}$$

Coeficientes de presión según las Figuras 3 y 5.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 5.

MÉTODO 2. PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

C 5.1. CAMPO DE VALIDEZ

El procedimiento analítico provee las presiones y fuerzas del viento para el diseño de sistemas principales resistentes a la fuerza del viento y para el diseño de componentes y revestimientos de edificios y otras estructuras. El procedimiento incluye la determinación de la direccionalidad del viento y de una presión dinámica, la selección o determinación de un factor de efecto de ráfaga adecuado, y la selección de coeficientes de fuerza o presión apropiados. El procedimiento tiene en cuenta, para el nivel de confiabilidad estructural que se solicita, los efectos de diferenciar exposiciones al viento, los efectos de aceleración debidos a ciertas características topográficas tales como colinas y escarpas, y el tamaño y geometría del edificio u otra estructura en consideración. El procedimiento distingue entre edificios y otras estructuras rígidos y flexibles, y los resultados en general son envolventes de las condiciones de carga más críticas para el diseño tanto de los sistemas principales resistentes a la fuerza de viento, como de los componentes y revestimientos.

C 5.2. LIMITACIONES PARA EL PROCEDIMIENTO ANALÍTICO

Las disposiciones dadas en el artículo 5.2. se aplican a la mayoría de los emplazamientos y edificios y estructuras, pero para algunas ubicaciones, dichas disposiciones pueden ser inadecuadas. Ejemplos de emplazamientos y edificios y estructuras (o partes de ellas) para los que es necesario el uso de bibliografía reconocida concerniente a efectos del viento, o el uso del procedimiento del túnel de viento del Capítulo 6 incluyen:

- 1 Emplazamientos que producen efectos de canalización o estelas debidas a obstrucciones hacia barlovento. Los efectos de canalización se pueden generar por características topográficas (por ejemplo la garganta de una montaña) o edificios (por ejemplo un conjunto de edificios altos). Las estelas pueden ser causadas por colinas o por edificios u otras estructuras.
- 2 Edificios con formas geométricas inusuales o irregulares, incluyendo cúpulas, bóvedas cilíndricas y otros edificios cuyas formas (en planta o perfil) difieren significativamente de los prismas- uniformes o en series superpuestas -similares a aquellos indicados en las Figuras 3 a 8. Las formas geométricas inusuales o irregulares incluyen edificios con entrantes múltiples, fachadas curvas, planta irregular resultante de hendiduras o salientes significativas, aberturas a través del edificio, o edificios en torres múltiples conectadas por puentes.
- 3 Edificios con características de respuesta inusuales, que dan como resultado cargas transversales al viento y/o cargas torsionales dinámicas, cargas causadas por desprendimiento de vórtices, o cargas resultantes de inestabilidades tales como el flameo o el galope. Ejemplos de edificios y estructuras que pueden tener características de respuesta inusual, incluyen los edificios flexibles con frecuencias naturales por lo general por debajo de **1Hz**, edificios altos y esbeltos (edificios cuya relación altura-ancho excede **4**), y edificios o estructuras cilíndricas. Se debe notar

que el desprendimiento de vórtices ocurre cuando el viento sopla a través de un cuerpo esbelto prismático o cilíndrico. Los vórtices se desprenden alternativamente desde un lado del cuerpo y luego desde el otro lado, lo que da como resultado una fuerza fluctuante que actúa en ángulos rectos a la dirección del viento (transversal al viento) a lo largo de la longitud del cuerpo.

- 4 Puentes, grúas, líneas de transmisión eléctrica, mástiles con tensores, torres de telecomunicación, y mástiles de banderas.

C 5.2.1. Protección

Debido a la falta de procedimientos analíticos confiables para predecir los efectos de protección proporcionados por edificios y otras estructuras ó por rasgos topográficos, este Reglamento no permite reducciones en la presión dinámica debidas a protecciones según las disposiciones del Capítulo 5. Sin embargo, esto no impide la determinación de los efectos de protección y las correspondientes reducciones de la presión dinámica por medio del procedimiento del túnel de viento en el Capítulo 6.

C 5.2.2. Revestimientos permeables al aire

Los revestimientos de paredes o cubiertas permeables al aire permiten la igualación de la presión parcial del aire entre sus superficies exterior e interior. Los ejemplos incluyen paredes entablonadas, muros pantalla de lluvia con presión compensada, pizarras, tejas, adoquinado de hormigón para cubiertas y agregados de terminación para cubiertas.

Las presiones de diseño del viento derivadas del Capítulo 5 representan la presión diferencial entre las superficies interior y exterior de la envolvente exterior (pared o sistema de cubierta). Debido a la igualación parcial de presiones de aire provista por los revestimientos permeables al aire, las presiones derivadas del Capítulo 5 pueden sobreestimar la carga sobre los elementos de revestimiento permeables al aire. Si el Proyectista o Diseñador Estructural desea determinar el diferencial de presión a través del elemento de revestimiento permeable al aire, debe recurrir a mediciones apropiadas de presión a escala natural sobre el elemento de revestimiento que se usa, o referirse a bibliografía reconocida [C-9, C-16, C-37, C-73] para la documentación concerniente a cargas de viento.

C 5.4. VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO

El mapa de velocidad del viento de la Figura 1 presenta velocidades básicas del viento para la República Argentina. Las mismas corresponden a velocidades de ráfaga de **3 seg** a **10 m** sobre el terreno, para categoría de exposición **C** y están asociadas con una probabilidad anual de **0,02** de que sean igualadas o excedidas (**50 años** de intervalo de recurrencia media). Dadas las características de respuesta del instrumental usado, el pico de ráfaga está asociado con un tiempo promedio de aproximadamente **3 seg**. Debido a que las velocidades del viento de la Figura 1 reflejan las condiciones en aeropuertos y exposiciones de campo abierto similares, ellas no tienen en cuenta los efectos de rasgos topográficos significativos tales como aquellos descritos en el artículo 5.7. Se debe notar que las velocidades del viento que se muestran en la Figura 1 no son representativas de velocidades para las cuales se espera que ocurran fallas estructurales (estados límites últimos).

El mapa de velocidad del viento de la Figura 1 fue preparado a partir de datos de pico de ráfaga recogidos en **58** estaciones meteorológicas donde había disponibles al menos diez

años de datos. El mismo constituye una actualización del mapa de velocidades de referencia β contenido en el Reglamento CIRSOC 102 - 1982. Para dicha actualización se utilizaron nuevos registros de velocidades máximas anuales hasta 1990 provistas por el Servicio Meteorológico Nacional y, de acuerdo a recientes estudios sobre bondad de ajuste [C-90], se consideró pertinente armonizar el enfoque estadístico con la mayoría de las reglamentaciones internacionales sobre el tema, que hacen uso de la distribución de Fisher-Tippett tipo I (Gumbel) en lugar de la de tipo II (Frechet) utilizada en el Reglamento mencionado. Cabe señalar asimismo que este nuevo formato de presentación del mapa permite superar las dificultades conceptuales emergentes del empleo del parámetro β operando directamente con la velocidad básica V_{50} asociada a un período de recurrencia de **50 años**.

La limitación de la información estadística disponible en relación a la extensión del territorio argentino fue compensada mediante un estudio meteorológico aportado por Schwarzkopf [C-91].

C 5.4.1. Regiones de viento especiales

Aunque el mapa de velocidades del viento de la Figura 1 es válido para la mayoría de las regiones del país, hay regiones especiales en las cuales se conoce que existen anomalías en las velocidades del viento. En estas regiones especiales, los vientos que soplan sobre cordones de montañas o a través de gargantas o valles de ríos, pueden desarrollar velocidades que son substancialmente más altas que los valores indicados en el mapa.

También es posible que existan anomalías en las velocidades del viento a una escala micrometeorológica. Por ejemplo, la aceleración del viento por encima de cerros y acantilados está considerada en el artículo 5.7. Las velocidades del viento encima de terrenos complejos se pueden determinar mejor con estudios en túneles de viento como se describe en el Capítulo 6.

C 5.4.2. Estimación de las velocidades básicas del viento a partir de datos climáticos regionales

Se advierte al usuario que, cuando se usan datos climáticos regionales de acuerdo con las disposiciones del artículo 5.4.2. en lugar de las velocidades básicas del viento dadas en la Figura 1, los factores de ráfaga, los coeficientes de exposición para la presión dinámica, los factores de efecto de ráfaga, los coeficientes de presión, y los coeficientes de fuerza de este Reglamento, están propuestos para su uso con la velocidad de ráfaga de **3 seg a 10 m** por sobre el terreno en campo abierto. Es necesario, por lo tanto, que los datos climáticos regionales basados en un tiempo de promedio diferente, por ejemplo la media horaria, sean ajustados para reflejar las velocidades de pico de ráfaga a **10 m** sobre el terreno y en campo abierto.

Al usar datos locales, se debe enfatizar que los errores de muestreo pueden llevar a grandes incertidumbres en la especificación de la velocidad del viento de **50 años**. Los errores de muestreo son los asociados con el tamaño limitado de las muestras de datos climatológicos (años de registro de los extremos anuales). Es posible tener un error de **9 m/s** en la velocidad del viento en una estación individual con un intervalo de registro de **30 años**. Cuando se utilicen con frecuencia registros locales de extensión limitada para definir velocidades del viento en áreas especiales, su utilización se debe hacer conservativamente y con cuidado.

C 5.4.3. Limitación

En años recientes se han realizado estudios internacionales que han permitido mejorar la comprensión de los efectos de tornados sobre edificios. Esta comprensión se ha logrado a través de la documentación de daños en edificios causados por tormentas de tornados y a través del análisis de los datos recogidos. Las velocidades del viento de tornados tienen una probabilidad significativamente más baja de ocurrencia en un lugar que la probabilidad de velocidades de viento básicas. Sumado a ello se ha encontrado que en aproximadamente la mitad de los tornados que se han registrado, las velocidades de ráfaga son menores que aquellas asociadas con las velocidades básicas del viento. En tornados intensos, las velocidades de viento cerca del suelo son del rango de **67 a 89 m/s**. Numerosas referencias brindan información sobre probabilidades de riesgo de tornados, velocidades del viento de tornados y fuerzas asociadas, y sirven de guía para el desarrollo de criterios de cargas de viento para diseños resistentes a los tornados [C-1, C-2, C-24 hasta C-28, C-57].

Con relación al riesgo de tornados en la República Argentina se remite al lector al trabajo de referencia [C-93].

C 5.4.4. Factor de direccionalidad del viento

Este factor tiene en cuenta dos efectos: 1) La probabilidad reducida de que los vientos máximos provengan de cualquier dirección determinada, 2) La probabilidad reducida de que los coeficientes de presión máxima ocurran para cualquier dirección de viento. Se debe notar que el valor asignado al factor de direccionalidad del viento K_d para chimeneas, tanques y estructuras similares circulares, es de **0,95** reconociendo el hecho que la resistencia a la carga de viento puede no ser exactamente la misma en todas direcciones, como resultaría al adoptar el valor **1,0**. Un valor de **0,85** resulta más apropiado cuando una estructura reticulada triangular se envuelve con una cobertura circular. El valor **1,0** puede resultar más apropiado para una chimenea circular que posee la misma resistencia a carga lateral en todas las direcciones. Se advierte al Proyectista o Diseñador Estructural, en la nota al pie de la Tabla 6 y en lo establecido en el artículo 5.4.4., que este factor se debe usar solamente en conjunto con los factores de combinación de cargas especificados en el Apéndice B.

C 5.5. FACTOR DE IMPORTANCIA

El factor de importancia se usa para ajustar el nivel de confiabilidad estructural de un edificio u otra estructura de modo que corresponda con la clasificación de edificios indicada en la Tabla A1 del Apéndice A. Los factores de importancia dados en la Tabla 1, ajustan la presión dinámica a diferentes probabilidades anuales de ser excedidas. Los valores del factor de importancia de **0,87** y **1,15** están asociados, respectivamente, con probabilidades anuales de ser excedidas de **0,04** y **0,01** (intervalos de recurrencia media de **25** y **100 años**).

La probabilidad P_n de que la velocidad de viento asociada con una cierta probabilidad anual P_a sea igualada o excedida al menos una vez durante un período de exposición de n años está dada por

$$P_n = 1 - (1 - P_a)^n \quad (C-1)$$

y los valores de P_n para varios valores de P_a y n están listados en la Tabla C-2. Como ejemplo, si una velocidad del viento de diseño está basada en $P_a = 0,02$ (50 años de intervalo de recurrencia media), existe una probabilidad de **0,40** de que esta velocidad sea igualada o excedida durante un período de **25 años**, y una probabilidad de **0,64** de ser igualada o excedida en un período de **50 años**.

Para aplicaciones en régimen de servicio, en diseños que usan eventos de máxima verosimilitud u otras aplicaciones, se puede usar velocidades del viento asociadas con intervalos de recurrencia media distintos de **50 años**. Para ello, las velocidades de **50 años** de la Figura 1 deben multiplicarse por los factores presentados en la Tabla C-3.

C 5.6. CATEGORÍAS DE EXPOSICIÓN

Con el fin de lograr una elección apropiada de las exposiciones el Proyectista o Diseñador Estructural debe considerar:

1. La rugosidad del terreno para el área particular que rodea el lugar de emplazamiento, incluyendo altura y densidad de los rasgos topográficos y otras estructuras.
2. Para cada dirección supuesta de viento, el área frontal vertical de cada obstrucción al viento para cualquier superficie de alcance elegida a barlovento.

Se estima que **500 m** ó **10** veces la altura de la estructura, lo que sea mayor, es la distancia de alcance apropiada que se debe considerar para exposición **B**. Para la exposición **A**, la distancia de alcance es **800 m** o **10** veces la altura de la estructura, la que sea mayor.

Con el propósito de asistir al Proyectista o Diseñador Estructural en la elección apropiada de la categoría de exposición **B** se proporciona la siguiente guía: La rugosidad del terreno que corresponde a la exposición **B** puede definirse considerando el área frontal de cada obstrucción al viento en la superficie de alcance a barlovento [C-75]. Para aplicar exposición **B** el promedio del área vertical frontal de cada obstrucción al viento en la superficie de alcance a barlovento, debería ser como mínimo **5%** del área de terreno abierto que rodea a la obstrucción. Matemáticamente, ello se puede expresar como sigue:

$$\frac{s_{ob}}{A_{ob}} \geq 0,05 \quad (\text{C-2})$$

siendo:

s_{ob} el área frontal promedio expuesta al viento por cada obstrucción.

A_{ob} el área promedio de terreno abierto rodeando cada obstrucción.

El área frontal vertical se define como el área de la proyección de la obstrucción sobre un plano vertical normal a la dirección del viento. El área s_{ob} puede estimarse sumando las áreas frontales verticales de todas las obstrucciones dentro de un área de alcance elegida a barlovento y dividiendo la suma por el número de obstrucciones en el área. Igualmente A_{ob} puede ser estimada dividiendo el tamaño del área de alcance elegida a barlovento por el número de obstrucciones en ella.

Los árboles y arbustos son permeables y deformables por vientos intensos, lo que reduce su área frontal efectiva. Para coníferas y otras especies de hojas peremnes, a lo sumo un **50%** de su área bruta frontal puede considerarse como efectiva en la obstrucción del

viento, en tanto que para árboles y arbustos de hojas caducas el porcentaje máximo alcanza solo el **15%**. El área frontal bruta se define en este contexto como la proyección sobre un plano vertical normal al viento, del área encerrada por el perímetro envolvente del árbol o arbusto.

El “área de alcance a barlovento” para las evaluaciones, comúnmente se fija según el criterio del Proyectista o Diseñador Estructural. Para el diseño de componentes y revestimientos, donde se debe seleccionar una única exposición para representar la condición más severa (cargas de vientos más altas), se sugiere considerar sectores de **30°** al asignar la exposición más severa para el sitio de emplazamiento.

Un estudio internacional reciente [C-66], ha permitido estimar que a la mayoría de los edificios (quizás tanto como el **60-80%**) le corresponde la exposición **B**.

Para sitios de emplazamiento ubicados en una zona de transición entre categorías se debe adoptar la exposición correspondiente a las fuerzas del viento más intensas.

Se recomienda la exposición **C** para líneas costeras donde el agua abierta se extiende como mínimo hasta **180 m**, pero no más de **1600 m** a barlovento del edificio u otra estructura. Si la extensión del agua abierta no excede los **180 m** a barlovento, se debe considerar el terreno ubicado más allá de la superficie de agua en la selección de la exposición.

En estos Comentarios se han incluido fotografías aéreas representativas de cada tipo de exposición para asistir al usuario en la determinación de la exposición adecuada para un sitio de emplazamiento determinado (ver exposiciones **A-D**). Obviamente, la asignación de la exposición apropiada depende del buen criterio ingenieril.

En el caso de componentes y elementos de revestimiento y para edificios de baja altura diseñados utilizando la Figura 4, los perfiles de viento para las exposiciones **A** y **B** se han truncado en los **30** y **10** metros inferiores, respectivamente. El perfil truncado tiene en cuenta el incremento en los coeficientes para la carga de viento debido a la turbulencia local y a los aumentos en las velocidades del viento cerca de la superficie, asociados con cambios en la rugosidad superficial debidos por ejemplo a espacios de estacionamiento, calles anchas, intersecciones de caminos, espacios sin construcciones y libres de árboles. Cuando tales claros adyacentes al edificio exceden de **180 m**, se recomienda la exposición **C**. Este efecto se ha contemplado mediante el ajuste de los valores de los coeficientes de exposición para la presión dinámica en la Tabla 5. La utilización de un perfil truncado elimina la subestimación en las cargas de viento que podría ocurrir tomando el perfil original de la exposición en el diseño.

Para las cargas sobre componentes y revestimientos en edificios elevados, las presiones negativas no serán afectadas por el perfil truncado ya que estas cargas están relacionadas con la presión dinámica correspondiente a la altura de cubierta. En el caso de presiones positivas cercanas a la base de un edificio elevado (**h > 20m**) en un ambiente de exposición **B**, las cargas sobre componentes y revestimientos se incrementarán en los **10 m** inferiores, este incremento se observa en los ensayos en túnel de viento. La estimación de las presiones positivas sobre revestimientos cercanos a la base de los edificios altos, se ha subvaluado en la mayoría de los casos al usar un perfil no truncado.

En el caso de cargas globales sobre edificios y estructuras, el efecto neto de los cambios en las características de la turbulencia es menos importante por cuanto las cargas son integradas sobre la totalidad de la estructura. Estas cargas globales están razonablemente bien estimadas cuando se basan en la velocidad de viento de pico de ráfaga y se usa un perfil no truncado (continuo).

En general, cuando se utiliza la Figura 3, es razonable basar las cargas sobre el sistema principal resistente a la fuerza del viento en direcciones específicas de viento, por cuanto

las cargas estructurales pueden correlacionarse típicamente con una dirección particular de viento y actuar en una dirección muy próxima a la dirección del viento. Sin embargo, se debe reconocer también que los coeficientes de presión en la Figura 3 están basados en dos direcciones perpendiculares de viento según los ejes del edificio. Las presiones sobre componentes y revestimientos para el diseño, según la experiencia en numerosos ensayos en túnel de viento, no han sido consistentemente identificadas con una dirección particular de viento. Al definir la categoría de exposición para componentes y revestimientos en los artículos 5.6.3.1. y 5.6.3.2., la frase "... basada en la exposición que conduzca a las cargas de viento más elevadas para cualquier dirección del viento en el sitio de emplazamiento" se ha agregado para alertar al usuario sobre el hecho que no hay forma de conocer, excepto mediante ensayos en túnel de viento, cuales zonas de presión están asociadas con cuales direcciones de viento.

Los ensayos en túnel de viento muestran que zonas de altas presiones ocurren para direcciones de viento inesperadas. Por lo tanto, para el diseño de elementos de componentes y revestimientos es necesario utilizar una exposición única que represente la condición más severa (cargas de viento más elevadas) desde cualquier dirección del viento. Sin embargo, en el diseño del sistema principal resistente a la fuerza del viento usando la Figura 3, el Proyectista o Diseñador Estructural puede considerar una o mas direcciones de viento y asignar un terreno de exposición a cada dirección para usar en el cálculo de las cargas de viento en aquella dirección. El Proyectista o Diseñador Estructural puede, por ejemplo, elegir una exposición de terreno para cada cuadrante de **90°** y calcular las cargas de viento para cada cuadrante.

EXPOSICIÓN A: En la parte posterior, centro de una gran ciudad con al menos 50 % de los edificios con alturas mayores de 20 m. El edificio en consideración debe tener este terreno a barlovento por lo menos 800 m o diez veces la altura del edificio, lo que resulte mayor.

EXPOSICIÓN D: Los edificios en primer plano están expuestos a vientos soplando sobre aguas abiertas por una distancia de mas de 1600 m.



EXPOSICIÓN B: Área urbana residencial con predominio de viviendas unifamiliares. Los edificios en el centro de la fotografía están rodeados por terreno de exposición B en una distancia mayor que 500 m o 10 veces la altura del edificio, lo que resulte mayor, para cualquier dirección del viento.



EXPOSICIÓN B: Área suburbana con numerosas obstrucciones poco espaciadas con el tamaño de viviendas unifamiliares o mayores. Para el edificio en consideración, el terreno representativo de la exposición B debe extenderse en la dirección de barlovento mas de 10 veces la altura del edificio o 500 m, lo que resulte mayor.



EXPOSICIÓN C: Terreno abierto con obstrucciones aisladas que tienen alturas generalmente menores a 10 m. Las construcciones en el centro de la fotografía están rodeadas por terreno de estas características lo que impide el uso de exposición B.



En los ensayos en túnel de viento es común considerar 36 sectores de diez grados.

C 5.6.4. Coeficiente de exposición para la presión dinámica

El coeficiente de exposición para la presión dinámica K_z puede ser obtenido usando la expresión:

$$K_z = 2,01 (z/z_g)^{2/\alpha} \quad \text{para } 5 \text{ m} \leq z \leq z_g \quad \text{(C3a)}$$

$$K_z = 2,01 (5/z_g)^{2/\alpha} \quad \text{para } z < 5 \text{ m} \quad \text{(C3b)}$$

en las cuales los valores de α y z_g están dados en la Tabla 4. Para ayudar al usuario, estas expresiones se presentan en la Tabla 5.

Los valores de K_z se consideran constantes para alturas menores que **5 m**, y para alturas mayores que la altura gradiente. Para el Caso 1 en las exposiciones **A** y **B**, el valor de K_z se ha truncado a **30 m** y **10 m** respectivamente (referirse a la Tabla 5).

Los datos de campo obtenidos en estudios internacionales recientes, en terreno plano, sobre una torre de **50 m** de altura con anemómetros a varios niveles, indicaron que el valor de α cambia con el tiempo de promedio de la velocidad de viento. Para determinar los valores de α relacionados con las velocidades de ráfaga de **3 seg** para categorías de exposición **A**, **B**, **C** y **D**, se usó un modelo publicado de turbulencia de capa límite atmosférica [C-67]. Como verificación los perfiles de la ley logarítmica fueron ajustados con los perfiles de la ley potencial en los **150 m** inferiores, para obtener los valores de α . Las longitudes de rugosidad z_0 seleccionadas para representar categorías de exposición **A**, **B**, **C**, y **D** fueron **0,3**, **0,1**, **0,01**, y **0,003 m**, consistentes con la velocidad de ráfaga [C-68]. Los valores α se redondearon para el uso en este Reglamento. Los valores de K_z en la Tabla 5 están muy cerca de los valores especificados en la Norma Australiana [C-34], la cual también usa el formato de velocidad de ráfaga de **3 seg**; este acuerdo presta credibilidad a los valores de α listados en Tabla 4.

C 5.7.1. Aumento de la velocidad del viento sobre lomas, colinas y escarpas

Los edificios ubicados en la mitad superior de una colina aislada o acantilado pueden experimentar velocidades de viento significativamente más altas que los edificios situados a nivel del terreno. Para tener en cuenta estas velocidades de viento más altas, los coeficientes de exposición de presión dinámica de la Tabla 5 deben multiplicarse por un factor topográfico, K_{zt} , definido en la expresión (1) del artículo 5.7.2. La característica topográfica (cerro o acantilado bidimensional, o colina de tres dimensiones axialsimétrica) está descrita por dos parámetros, H y L_h . H es la altura de la colina o diferencia en elevación entre la cresta y aquella del terreno en la dirección de barlovento. L_h es la distancia en la dirección de barlovento desde la cresta hasta donde la elevación del suelo es igual a la mitad de la altura de la colina. K_{zt} se determina a partir de tres multiplicadores, K_1 , K_2 , y K_3 , que se obtienen de la Figura 2. K_1 está relacionado con la forma de la característica topográfica y el máximo incremento de velocidad cerca de la cresta, K_2 tiene en cuenta la reducción en el incremento de velocidad con la distancia tomada desde la cresta en la dirección de barlovento o de sotavento, y K_3 toma en cuenta la reducción en el incremento de velocidad con la altura por encima de la superficie del terreno local.

Los multiplicadores listados en la Figura 2 se basan en el supuesto que el viento se acerca a la colina en la dirección de máxima pendiente, causando el mayor incremento de velocidad cerca de la cresta. El máximo promedio de la pendiente de la colina en la dirección de barlovento es aproximadamente $H/2L_h$, y las mediciones demostraron que es poco probable que colinas con pendientes menores a **0,10** ($H/L_h < 0,20$) produzcan un

incremento significativo de la velocidad de viento. Para valores de $H/L_h > 0,5$ se supone que el efecto del incremento de la velocidad es independiente de la pendiente. El incremento de la velocidad afecta principalmente a la velocidad media del viento más que la amplitud de las fluctuaciones turbulentas, este hecho se ha tenido en cuenta en los valores de K_1 , K_2 y K_3 , dados en la Figura 2. Por lo tanto, los valores de K_{zt} que se obtienen de la Figura 2 están propuestos para su uso con coeficientes de exposición para presión dinámica, K_h y K_z , los cuales se basan en velocidades de ráfaga.

No es intención del artículo 5.7. abarcar el flujo de viento sobre terreno montañoso o complejo para el cual se necesita del criterio ingenieril, del consejo experto o de ensayos en túnel de viento como se describen en el Capítulo 6. En las referencias se puede encontrar material de apoyo sobre los efectos del aumento de velocidad por la topografía [C-18, C-21, C-56].

Se advierte al Proyectista o Diseñador Estructural que, actualmente, este Reglamento no contiene disposiciones sobre el aumento de la velocidad vertical del viento debido a efectos topográficos a pesar que la existencia de este fenómeno es conocida y puede provocar un levantamiento adicional en cubiertas. Es necesario realizar investigación adicional para cuantificar este efecto antes que se pueda incorporar a este Reglamento.

C 5.8. FACTORES DE EFECTO DE RÁFAGA

Este Reglamento contiene un factor de efecto de ráfaga único de **0,85** para edificios rígidos. Como opción, el Proyectista o Diseñador Estructural puede incorporar características específicas del ambiente de viento y tamaño del edificio para calcular más ajustadamente el factor de efecto de ráfaga. Un procedimiento de este tipo se presenta en el cuerpo de este Reglamento [C-63, C-64]. Se incluye además un procedimiento sugerido de cálculo del factor de efecto de ráfaga para estructuras flexibles. El Proyectista o Diseñador Estructural puede utilizar cualquier otro procedimiento racional de la bibliografía reconocida como se establece en el artículo 5.8.3.

El factor de efecto de ráfaga tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la interacción estructura - turbulencia del viento. También tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento debidos a la amplificación dinámica en edificios y estructuras flexibles. No incluye efectos de cargas transversales a la dirección del viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo, o efectos dinámicos torsionales. Para estructuras susceptibles a efectos de carga que no se tienen en cuenta en el factor de efecto de ráfaga, se debe obtener información de la bibliografía reconocida [C-60 a C-65] o de ensayos en túneles de viento.

Respuesta al viento longitudinal. En base a la definición precedente del factor de efecto de ráfaga, se pueden hacer predicciones de respuesta en la dirección del viento, por ej. máximo desplazamiento, valor cuadrático medio y pico de la aceleración. Estas componentes de la respuesta son necesarias para los estados límites de supervivencia y servicio. A continuación, se dan las expresiones para evaluar estas componentes de la respuesta en la dirección del viento.

Desplazamiento máximo en la dirección del viento. El desplazamiento máximo en la dirección del viento $X_{m\acute{a}x}(z)$ como una función de la altura por encima de la superficie del terreno está dado por :

$$X_{max}(z) = \frac{\phi(z) \rho B h C_{fx} \hat{V}_{\bar{z}}^2}{2m_1 (2\pi m_1)^2} KG \quad (C-4)$$

siendo:

$\phi(z)$ la forma del modo fundamental = $(z/h)^\xi$;
 ξ exponente del modo;
 ρ la densidad del aire; y
 C_{fx} el coeficiente de fuerza medio en dirección del viento;

$$m_1 \text{ la masa modal} = \int_0^h \mu(z) \phi^2(z) dz \quad (C-5)$$

$\mu(z)$ la masa por unidad de altura;

$$K = (1,65)^{\hat{\alpha}} / \left[\hat{\alpha} + \xi + 1 \right] \quad (C-6)$$

$\hat{V}_{\bar{z}}$ es la velocidad de ráfaga de 3 segundos a la altura \bar{z} . Esta puede evaluarse mediante :

$$\hat{V}_{\bar{z}} = \hat{b} \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\hat{\alpha}} V$$

donde V es la velocidad de ráfaga de 3 seg en exposición C a la altura de referencia (obtenida de la Fig. 1); \hat{b} y $\hat{\alpha}$ están dados en la Tabla 4.

Valor cuadrático medio de la aceleración en la dirección del viento. El valor cuadrático medio de la aceleración en la dirección del viento $\sigma_{\ddot{x}}(z)$ como una función de la altura sobre la superficie del terreno está dada por

$$\sigma_{\ddot{x}}(z) = \frac{0,85 \phi(z) \rho B h C_{fx} \bar{V}_{\bar{z}}^2}{m_1} I_{\bar{z}} K R \quad (C-7)$$

donde $\bar{V}_{\bar{z}}$ es la velocidad media horaria del viento a la altura \bar{z} , m/seg.

$$\bar{V}_{\bar{z}} = \bar{b} \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V \quad (C-8)$$

donde \bar{b} y $\bar{\alpha}$ están definidos en la Tabla 4.

Aceleración máxima en la dirección del viento. La aceleración máxima en dirección del viento es una función de la altura sobre la superficie del terreno dada por

$$\ddot{X}_{max}(z) = g_{\ddot{x}} \sigma_{\ddot{x}}(z) \quad (C-9)$$

$$g_{\ddot{x}} = \sqrt{2 \ln(n_1 T)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \ln(n_1 T)}} \quad (\text{C-10})$$

donde T = intervalo de tiempo sobre el cual se computa la aceleración máxima, tomado usualmente como **3600 seg** para representar 1 hora.

Ejemplo

Se presenta el siguiente ejemplo para ilustrar el cálculo del factor de efecto de ráfaga. La Tabla C-4 hace uso de la información dada para obtener valores de la Tabla 4. La Tabla C-5 presenta los valores calculados. La Tabla C-6 resume los desplazamientos y aceleraciones calculados como una función de la altura z .

Datos:

Velocidad básica de viento a la altura de referencia en exposición **C = 40 m/s**
 Tipo de exposición: **A**
 Altura del edificio **h = 180 m**
 Ancho del edificio **B = 30 m**
 Profundidad del edificio **L = 30 m**
 Frecuencia natural del edificio **n₁ = 0,2 Hz**
 Relación de amortiguación **β = 0,01**
C_{fx} = 1,3
 Exponente modal **ξ = 1,0**
 Densidad del edificio = **200 kg/m³**
 Densidad del aire **ρ = 1,23 kg/m³**

C 5.9. CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTOS

La magnitud y sentido de la presión interna depende de la magnitud y ubicación de las aberturas alrededor de la envolvente del edificio con respecto a una dirección del viento dada. Consecuentemente, este Reglamento establece la necesidad de determinar la cantidad de aberturas en la envolvente con el objeto de asignar una clasificación de cerramiento (cerrado, parcialmente cerrado o abierto).

Las “aberturas” están definidas específicamente en este Reglamento como *aberturas o agujeros en la envolvente del edificio que permiten al aire fluir a través de la misma, y que se consideran como “abiertos” durante el viento de diseño*. Los ejemplos incluyen puertas, ventanas de abrir, tomas de aire acondicionado o de sistemas de ventilación, rendijas alrededor de puertas, resquicios dispuestos en el revestimiento y lucernas operables y flexibles. Una vez conocida la clasificación de cerramiento, el Proyectista o Diseñador Estructural debe ingresar a la Tabla 7 para elegir el coeficiente de presión interna apropiado.

Este Reglamento contempla tres definiciones vinculadas a cerramientos: “vidriados”, “vidriados resistentes a impacto” y “coberturas resistentes a impacto”. Los “vidriados” se definen como “cualquier lámina de vidrio o plástico traslúcido utilizada en ventanas, puertas o lucernas”. Los “vidriados resistentes a impacto” están definidos específicamente como “vidriado que demostró mediante un método de ensayo aprobado, que puede resistir los impactos de elementos arrastrados por el viento, susceptibles de producirse en regiones de vientos intensos durante el viento de diseño”. “Coberturas resistentes a

impacto” sobre vidriados pueden ser persianas o pantallas diseñadas para resistir el impacto de elementos arrastrados por el viento.

Se llama la atención sobre el artículo 5.9.3., el cual establece que el Proyectista o Diseñador Estructural trate como aberturas para la asignación de la clasificación de cerramiento a aquellos vidriados no diseñados para resistir impacto ni protegidos por una cubierta resistente, y que se encuentran sobre superficies que reciben presión de viento positiva en regiones de vientos intensos.

C 5.10. PRESIÓN DINÁMICA

La velocidad básica del viento se convierte en presión dinámica q_z en N/m^2 a la altura z usando la expresión (13).

La constante **0,613** refleja la densidad del aire para atmósfera estándar, esto es, **15°C** y presión de mercurio a nivel del mar de **101,325 kPa**, y dimensiones asociadas con la velocidad de viento en metros por segundo. La constante se obtiene como sigue:

$$\text{Constante} = \frac{1}{2} [(1,225 \text{ kg/m}^3)/(9,81 \text{ m/s}^2)] X [(m/s)^2 / 9,81 \text{ N/kg}] = 0,613 \quad (\text{C-11})$$

Se debe usar la constante numérica **0,613**, excepto donde se disponga de suficientes datos climáticos como para justificar un valor diferente de la misma para una aplicación de diseño específica. La densidad del aire varía en función de la altitud, latitud, temperatura, clima y estación. Los valores promedio y extremos de la densidad del aire están dados en la Tabla C-1.

C 5.11. COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA

Los coeficientes de presión y fuerza que se presentan en las Figuras 3 a 8 y en las Tablas 4 a 10 se reunieron a partir de los últimos ensayos a escala natural y en túnel de viento de capa límite y de la bibliografía previa disponible; (ver Referencias). Los resultados de túnel de viento de capa límite se obtuvieron para tipos específicos de edificios tales como edificios bajos o en altura y edificios que tienen determinados tipos de sistemas estructurales, por lo cual se advierte al Proyectista o Diseñador Estructural que no se debe realizar el intercambio indiscriminado de valores entre las Figuras y las Tablas.

Cargas sobre los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento

Figuras 3 y 4. Los coeficientes de presión para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento están separados en dos categorías:

1. Edificios de todas las alturas (Figura 3), y
2. Edificios de baja altura que tienen una altura menor que o igual a **20 m** (Figura 4).

Al generarse estos coeficientes, se usaron dos enfoques diferentes:

Para los coeficientes de presión dados en la Figura 3, se siguió el enfoque más tradicional, y los coeficientes de presión reflejan la carga real sobre cada superficie del edificio como una función de la dirección del viento; esto es, vientos perpendiculares o paralelos a la línea de cumbrera.

Para edificios bajos que tienen una altura menor que o igual a **20m**, sin embargo, los valores de GC_{pf} en la Figura 4 representan condiciones hipotéticas de carga (Caso **A** y Caso **B**) las cuales, cuando se aplican al edificio, envuelven las acciones estructurales deseadas (momento flector, corte, empuje) independientemente de la dirección y exposición al viento. Para cubrir todas las acciones estructurales apropiadas, el edificio se debe diseñar para todas las direcciones de viento, considerando a su turno cada esquina del edificio como la esquina de barlovento como se muestra en los esquemas de la Figura 4. Es de notar también que para todas las pendientes de cubierta, los casos de carga **A** y **B** se deben considerar individualmente para determinar la carga crítica para un conjunto estructural dado o componente del mismo. Se deben considerar estas dos condiciones de carga separadas para cada una de las esquinas orientadas a barlovento para generar las acciones de viento, incluyendo la torsión, que los sistemas estructurales deben resistir. Las zonas de “fin del edificio” deben estar alineadas de acuerdo con la esquina supuesta a barlovento (ver Figura C-2).

Para desarrollar los valores hipotéticos apropiados de GC_{pf} , los investigadores de la Referencia [C-11] utilizaron un enfoque que consiste esencialmente en permitir la rotación del modelo del edificio en el túnel de viento a través de 360° , mientras se monitorean simultáneamente las condiciones de carga sobre cada una de las superficies (ver Figura C-3). Se consideraron ambas exposiciones, **B** y **C**. Usando coeficientes de influencia para pórticos rígidos, fue posible promediar espacialmente y en el tiempo las presiones de superficie, para averiguar las componentes de la fuerza externa máxima inducida que el edificio debe resistir. Más específicamente, fueron evaluadas las siguientes acciones estructurales:

1. levantamiento total
2. corte horizontal total
3. momento flexor en las esquinas (pórticos de dos articulaciones)
4. momento flexor en las esquinas (pórticos de tres articulaciones)
5. momento flexor en la cumbrera (pórtico de dos articulaciones)

El próximo paso involucra desarrollar conjuntos de coeficientes de presiones hipotéticas para generar condiciones de carga que envuelvan las solicitaciones máximas inducidas que el edificio debe resistir para todas las direcciones y exposiciones de viento posibles. Es de notar por ejemplo, que el azimut del viento que produce el momento flexor máximo en la esquina, no necesariamente producirá el máximo levantamiento total. Para desarrollar los coeficientes, se usaron las solicitaciones externas máximas inducidas determinadas para cada una de las cinco categorías señaladas arriba. El resultado final fue un conjunto de coeficientes que representan condiciones de carga ficticias, pero que incluye conservativamente la envolvente de las máximas solicitaciones inducidas (momento flexor, corte y empuje) que el edificio debe resistir independientemente de la dirección del viento.

La serie original de coeficientes se generó en el marco de edificios convencionales simples, es decir pórticos de un solo piso resistentes a flexión en una de las direcciones principales y arriostrados en la otra dirección principal. El enfoque se extendió más tarde a pórticos de un solo piso resistentes a flexión con columnas interiores [C-19].

Estudios posteriores en túnel de viento [C-69] demostraron que los valores de GC_{pf} de la Figura 4 también se aplican a edificios de baja altura con sistemas estructurales diferentes a los pórticos resistentes a flexión. Este trabajo examinó las presiones de viento instantáneas sobre un edificio de baja altura con cubierta a dos aguas con inclinación **1:3** y las fuerzas resultantes inducidas por el viento sobre su sistema principal resistente a la fuerza del viento. Se evaluaron dos sistemas principales resistentes a la fuerza del viento diferentes. Uno consistía en paredes de corte y cerchas de cubierta con diferentes

espaciamientos. El segundo consistía en pórticos resistentes a flexión en una dirección, con el mismo espaciamiento que las cerchas de cubierta, y arriostramientos diagonales en la otra dirección. Los ensayos en túnel de viento se llevaron a cabo para categorías de exposición **B** y **C**. Los resultados de este estudio demostraron que los valores de GC_{pf} de la Figura 4 constituyen estimaciones satisfactorias de las fuerzas de viento para ambos tipos de sistemas estructurales. Este trabajo confirma la validez de la Figura 4, la cual refleja la acción combinada de presiones de viento sobre diferentes superficies externas de un edificio, tomando ventajas de su promedio espacial.

En los experimentos originales de túnel de viento se verificaron ambos terrenos de exposición **B** y **C**. La exposición **B** no incluía los edificios cercanos. En general, las componentes de fuerza, momentos flexores, etc. resultaron comparables en ambas exposiciones, aun cuando los valores GC_{pf} asociados con terrenos de exposición **B** resultan más altos que aquellos para terrenos de exposición **C**, debido a la presión dinámica reducida en terrenos de exposición **B**. Los valores de GC_{pf} dados en la Figura 4 (también en Figuras 5 a 7) se derivan de estudios en túnel de viento modelados con terreno de exposición **C**. Sin embargo, se pueden usar también en otras exposiciones, siempre que se utilice la presión dinámica que represente la exposición apropiada.

En estudios recientes en túnel de viento [C-66], se determinó que cuando los edificios bajos ($h < 20$ m) se ubican en terrenos suburbanos (Exposición **B**, incluyendo edificios cercanos), las presiones en la mayoría de los casos son más bajas que aquellas comunmente usadas en las normas y códigos existentes, aunque los valores muestran una dispersión muy grande debido a la alta turbulencia y a las numerosas variables. Los resultados parecen indicar que es justificable alguna reducción en las presiones sobre edificios localizados en Exposición **B**. En el caso de edificios de baja altura, el efecto de la intensidad de turbulencia incrementada en terreno más rugoso (es decir exposiciones **A** ó **B** vs. **C**) aumenta los coeficientes de presión locales. El efecto de la intensidad de turbulencia incrementada sobre las cargas se tiene en cuenta con el perfil truncado. Usando este enfoque, se utiliza la exposición real del edificio y el truncado del perfil corrige la subestimación en las cargas que de otra forma se podría obtener.

La Figura 4 es la más apropiada para edificios bajos con un ancho mayor que dos veces su altura y una altura media de cubierta que no exceda los **10 m**, se puede usar también para edificios con altura media de cubierta que no exceda la menor dimensión horizontal y sea menor o igual a **20 m**. Más allá de estos límites ampliados, se debe usar la Figura 3.

Los coeficientes de presión interna GC_{pi} que se usan para cargas sobre sistemas principales resistentes al viento están dados en la Tabla 7. Las cargas debidas a la presión interna pueden ser críticas en pórticos de un piso resistentes a flexión y en el último piso de edificios donde el sistema principal resistente a la fuerza del viento consiste en pórticos resistentes a flexión. Se deben considerar los casos de carga con presiones internas positivas y negativas. La presión interna se anula en la determinación de la carga lateral total y del corte en la base. En el caso de edificios de gran altura, el Proyectista o Diseñador Estructural debe ser cuidadoso al fijar las cargas provenientes de presiones internas actuando sobre los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento.

Cargas sobre Componentes y Revestimientos

En el desarrollo de la serie de coeficientes de presión aplicables al diseño de componentes y revestimientos tal como se indica en las Figuras 5 a 7, se siguió un enfoque envolvente pero usando métodos diferentes a los empleados para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento de la Figura 4. Debido a la pequeña área efectiva que puede estar involucrada en el diseño de un componente particular (considerar por ejemplo, el área efectiva asociada con el diseño de un sujetador), las fluctuaciones puntuales de presión

pueden estar altamente correlacionadas sobre el área efectiva de interés. Considérense las cargas locales en las correas en la Figura C-2. El enfoque implica el promediado espacial y temporal de presiones puntuales sobre el área efectiva que transmite cargas a las correas mientras se permite la rotación del modelo del edificio hasta 360° en el túnel de viento. Dado que las presiones localizadas inducidas también pueden variar ampliamente como una función de la localización específica sobre el edificio, la altura por encima del nivel del terreno, la exposición, y más importante aún, las discontinuidades geométricas locales y la ubicación del elemento en relación con los bordes en las superficies del edificio (paredes, líneas de cubierta), se adoptaron factores envolventes en los ensayos de túnel de viento. Así, para los coeficientes de presión dados en las Figuras 5 a 7, se han eliminado la direccionalidad del viento y la influencia de la exposición y se han “zonificado” las superficies del edificio, para reflejar una envolvente de las presiones pico posibles para un diseño dado.

Tal como se indica en la discusión de la Figura 4, los ensayos en túnel de viento verificaron ambos terrenos de exposición, **B** y **C**. Básicamente, los valores de GC_p asociados con terrenos de exposición **B** serían más altos que aquellos para terrenos de exposición **C** debido a la presión dinámica reducida en terrenos de exposición **B**. Los valores de GC_p que se presentan en las Figuras 5 a 7 están asociados con terrenos de exposición **C** tal como se obtienen en el túnel de viento. Sin embargo, éstos pueden utilizarse también para cualquier exposición si se emplea la presión dinámica correcta que represente la exposición apropiada (ver la discusión en el artículo C 5.11. de los Comentarios bajo el título Cargas sobre los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento).

Los estudios en túnel de viento de la Referencia [C-66] determinaron que cuando se erigen edificios bajos ($h < 20$ m) sobre terrenos suburbanos (Exposición **B**), las presiones sobre las componentes y revestimientos en la mayoría de los casos son más bajas que aquellas comunmente usadas en las normas y códigos, aunque los valores muestran una dispersión muy alta debido a la alta turbulencia y a las variables numerosas. Los resultados parecen indicar que es justificable alguna reducción en las presiones para las componentes y revestimientos de los edificios ubicados en exposición **B**.

Los coeficientes de presión dados en la Figura 8 para edificios con altura media mayor que **20 m**. se obtuvieron siguiendo un enfoque similar, pero no se incluyó la influencia de la exposición [C-42]. Por lo tanto, se considera apropiado el uso de las categorías de exposición **A**, **B**, **C**, o **D** con los valores de GC_p dados en la Figura 8.

Figura 5. Los valores del coeficiente de presión dados en esta Figura se emplearán en edificios con una altura media de cubierta de **20 m** o menor. Los valores se obtuvieron de ensayos en túnel de viento [C-10, C-11], [C-6], y [C-39, C-40, C-44, C-45, C-47]. Estos coeficientes se han ajustado para reflejar los resultados de ensayos realizados a escala natural [C-22 y C-14]. Algunas de las características de los valores en la Figura son las siguientes:

1. Son valores combinados de GC_p , por lo tanto no se deben separar los factores de efecto de ráfaga de los mismos.
2. Se debe usar la presión dinámica q_h evaluada a la altura media de la cubierta con todos los valores de GC_p .
3. Los valores dados en la Figura representan los límites superiores de los valores más severos para cualquier dirección de viento. No se ha incluido en los valores que se muestran en la Figura, la probabilidad reducida que la velocidad del viento de diseño se presente en la dirección particular para la cual se registra el peor coeficiente de presión.

- Los valores del túnel de viento, tal como se midieron, estaban basados en la velocidad de viento media horaria. Los valores que se observan en las figuras son los valores medidos divididos por $(1,53)^2$ (ver Figura C-1) para reflejar los valores reducidos del coeficiente de presión asociados con la velocidad de ráfaga de **3 seg.**

Cada elemento componente y de revestimiento se debe diseñar para las presiones positivas y negativas máximas (incluyendo presiones internas aplicables) actuando sobre él. Los valores del coeficiente de presión se deben determinar para cada elemento componente y de revestimiento en base a su ubicación en el edificio y al área efectiva para el elemento. Los coeficientes de presión dados en esta Figura se aplican generalmente a fachadas con características arquitectónicas tales como balcones, nervaduras, y texturas varias de fachada.

Figuras 6 y 7A. Estas Figuras presentan valores de GC_p para el diseño de componentes y revestimientos de edificios con cubiertas a dos aguas de varios tramos y con cubierta de una sola pendiente. Los coeficientes están basados en los estudios en túnel de viento presentados en las Referencias [C-46, C-47, C-51].

Figura 7 B. Con los valores de GC_p de esta Figura se diseñan los revestimientos y componentes de cubierta para edificios con cubierta en diente de sierra y altura media de cubierta, h , menor o igual a **20 m**. Se debe notar que los coeficientes para zonas de esquina en el segmento **A** difieren de aquellos coeficientes para zonas de esquina sobre los segmentos designados como **B, C, y D**. También, cuando el ángulo de la cubierta es menor o igual a **10 grados**, se deben usar los valores de GC_p para cubiertas a dos aguas normales (ver Figura 5B). Los coeficientes que se incluyen en la Figura 7B se basan en los estudios en túnel de viento presentados en la Referencia [C-35].

Figura 8. Los coeficientes de presión que se presentan en esta Figura, se revisaron para reflejar los resultados obtenidos en amplios estudios en túnel de viento [C-42]. La disponibilidad de datos más amplios de túnel de viento permitió también simplificar la zonificación para los coeficientes de presión; las cubiertas planas ahora están divididas en tres zonas, y las paredes están representadas por dos zonas.

Los coeficientes de presión externa y las zonas dadas en la Figura 8 se establecieron por ensayos en túnel de viento sobre edificios aislados “tipo caja” [C-2, C-31]. Los ensayos en túnel de viento de capa límite en edificios de altura (la mayoría de las veces en la zona céntrica de ciudades) muestran variaciones en los coeficientes de presión y en la distribución de presiones obtenidas sobre las diferentes fachadas del edificio [C-53]. Estas variaciones se deben a la geometría del edificio, a edificios bajos yuxtapuestos, a secciones transversales no rectangulares, a contracorrientes, y superficies inclinadas. Agregado a esto, los edificios circundantes contribuyen a las variaciones en la presión. Los ensayos en túnel de viento indican que los coeficientes de presión no están distribuidos simétricamente y pueden originar cargas de viento torsionales sobre el edificio.

Los ensayos en el túnel de viento de capa límite que incluyen el modelado de los edificios circundantes permiten establecer magnitudes y distribuciones más exactas de GC_p para edificios que no están aislados o con forma “tipo caja”.

Tablas 8 a 13. Los coeficientes especificados en estas Tablas están basados en ensayos internacionales en túnel de viento llevados a cabo en condiciones de flujo uniforme y baja turbulencia, y su validez en flujos de capa límite turbulentos aún no ha sido completamente establecida. En lo referente a Tabla 10, los coeficientes locales de presión

pico máxima y mínima para estructuras cilíndricas con $h/D < 2$ son $GC_p = 1,1$ y $GC_p = -1,1$, respectivamente, para números de Reynolds que varían entre $1,1 \times 10^5$ a $3,1 \times 10^5$ [C-23]. Los últimos resultados se obtuvieron bajo condiciones de flujo de capa límite correctamente simuladas.

En lo referente a la Tabla 13, los coeficientes de fuerza especificados se ofrecen como un procedimiento simplificado que se puede usar para torres reticuladas.

No es propósito de este Reglamento excluir el uso de otra bibliografía reconocida para el diseño de estructuras especiales tales como torres de transmisión y telecomunicación o mástiles de bandera. Para el diseño de tales estructuras especiales, el CIRSOC tiene previsto la publicación de documentos referidos al tema en un futuro próximo.

C 5.11.1. Coeficientes de presión interna

Los valores del coeficiente de presión interna provistos en Tabla 7 se obtuvieron de ensayos en túnel de viento [C-38] y de datos obtenidos a escala natural [C-59]. Aunque los ensayos en túnel de viento se realizaron primeramente para edificios bajos, se acepta que los valores del coeficiente de presión interna son válidos para edificios de cualquier altura. Los valores $GC_{pi} = +0,18$ y $-0,18$ son para edificios cerrados. Se supone que el edificio no presenta una abertura o aberturas dominantes y que las pequeñas fugas de aire que puedan existir, están distribuidas de manera esencialmente uniforme en la envolvente del edificio. Los valores del coeficiente de presión interna para edificios parcialmente cerrados suponen que el edificio tiene una abertura o aberturas dominantes. Para tales edificios la presión interna está dictada por la presión exterior en la abertura, y como resultado de ello comúnmente se aumenta de forma sustancial. Por lo tanto las cargas netas, esto es, la combinación de las presiones internas y externas, se incrementan significativamente sobre las superficies del edificio que no contienen la abertura. En consecuencia, en este caso se aplican valores de GC_{pi} más altos de $+0,55$ y $-0,55$. Estos valores incluyen un factor de reducción para tener en cuenta la falta de una perfecta correlación entre la presión interna y las presiones externas sobre las superficies del edificio que no contienen la abertura [C-82, C-83]. Tomados aisladamente, los coeficientes de presión interna pueden alcanzar valores de $\pm 0,8$ (o posiblemente valores aún más altos sobre el lado negativo).

Para edificios parcialmente cerrados que contienen un gran espacio no dividido, el tiempo de respuesta de la presión interna se incrementa, reduciéndose así la capacidad de dicha presión para responder a los cambios rápidos de presión en una abertura. Por lo tanto, se reduce el factor de ráfaga aplicable a la presión interna. La expresión (14), que se basa en las referencias [C-84, C-85], está propuesta como un medio de ajustar el factor de ráfaga para este efecto, sobre estructuras con grandes espacios internos tales como estadios y arenas.

Los vidriados en los **20 m** inferiores de edificios altos que no están protegidos contra el impacto de elementos arrastrados por vientos intensos deben considerarse como aberturas. Los vidriados por encima de los **20 m** también son vulnerables a los daños producidos por estos proyectiles, pero debido a su mayor altura son menos significativos.

Debido a la gran cantidad de fugas de aire que tienen lugar en grandes puertas de hangares, los Proyectistas o Diseñadores Estructurales de estas construcciones deben considerar la utilización de los coeficientes de presión interna de la Tabla 7 válidos para edificios parcialmente cerrados.

C 5.12. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE EDIFICIOS

Este Reglamento establece expresiones específicas para la presión de viento tanto para los sistemas principales resistentes a la fuerza del viento como para componentes y revestimientos.

C 5.12.3. Carga parcial y total

Los edificios altos se deben verificar para la respuesta torsional inducida por la carga de viento parcial y por la excentricidad del centro elástico con respecto al vector resultante de carga de viento y el centro de masa. Las combinaciones de carga descritas en la Figura 9 reflejan cuadros de presión en superficie que se observaron en edificios altos con viento turbulento. Los ensayos en túnel de viento han demostrado que aún un **25%** de reducción selectiva de carga puede subestimar la torsión inducida por el viento en edificios con una sección transversal uniforme rectangular [C-50]. En algunos sistemas estructurales, se observan efectos más severos cuando la carga de viento resultante actúa en diagonal al edificio u otra estructura. Para tener en cuenta este efecto y el hecho que muchas estructuras exhiben máxima respuesta en la dirección transversal al viento, una estructura debe ser capaz de resistir **75%** de las cargas de viento de diseño aplicadas simultáneamente a lo largo de los ejes principales. En la bibliografía [C-2, C-4, C-17], se puede encontrar información adicional sobre la respuesta torsional debida a la carga parcial y total.

COMENTARIOS AL CAPÍTULO 6.

MÉTODO 3 - PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO

El ensayo en túnel de viento se especifica cuando una estructura contiene alguna de las características definidas en el artículo 5.2. o cuando el Proyectista o Diseñador Estructural desea determinar con mayor precisión las cargas de viento. Para algunas formas de edificios el ensayo en túnel de viento puede reducir el conservadurismo debido a las cargas de viento envolventes inherentes en los Métodos 1 y 2. Asimismo, el ensayo en túnel de viento tiene en cuenta protecciones y canalizaciones y puede determinar con mayor exactitud que los Métodos 1 y 2 las cargas de viento para edificios de formas complejas. Este Reglamento admite el uso de los ensayos en túnel de viento para cualquier edificio u otra estructura. Los requisitos para un ensayo correcto se dan en el artículo 6.2.

Se recomiendan los ensayos en túnel de viento cuando el edificio u otra estructura en consideración satisface una o más de las siguientes condiciones:

1. tiene una forma que difiere significativamente de una forma de “caja” o prisma rectangular uniforme,
2. es flexible con frecuencias naturales por debajo de **1Hz**,
3. está sujeto a golpeteo en la estela de los edificios u otras estructuras existentes en la dirección desde la cual sopla el viento, o
4. está sujeto a flujo acelerado causado por acanalamiento o por características topográficas locales.

Es una práctica común recurrir a ensayos en túnel de viento cuando es necesario obtener datos de diseño para las siguientes cargas inducidas por el viento:

1. presiones sobre muros cortina resultantes de su geometría irregular,
2. cargas transversales al viento y/o torsionales significativas,
3. cargas periódicas causadas por desprendimiento de vórtices, y
4. cargas resultantes de inestabilidades tales como flameo o galope.

Los túneles de viento de capa límite capaces de desarrollar flujos que cumplen con las condiciones estipuladas en el artículo 6.2. tienen dimensiones típicas de la sección de ensayo dentro de los siguientes rangos; ancho de **2 - 4m**, altura **2 - 3m**, y longitud **15 – 30m**. Las velocidades máximas de viento están comúnmente dentro del rango de los **10 – 45 m/s**. El túnel de viento puede ser tipo circuito abierto o circuito cerrado.

Por lo común, se usan tres tipos básicos de modelos de ensayo en túnel de viento, éstos se designan:

- (1) modelo de presión rígido (PM);
- (2) modelo rígido con base equilibrada de alta frecuencia (H-FBBM), y
- (3) modelo aeroelástico (AM).

Se pueden emplear uno o más de los modelos para obtener las cargas de diseño para un edificio o estructura en particular. El PM provee presiones pico locales para el diseño de

elementos tales como revestimientos y presiones medias para la determinación de las cargas medias globales. El H-FBBM mide las cargas fluctuantes globales (admitancia aerodinámica) para la determinación de respuestas dinámicas. Cuando el movimiento de un edificio o estructura influye en la carga de viento, se emplea el AM para medición directa de las cargas globales, desplazamientos y aceleraciones. Cada uno de estos modelos, junto con un modelo de los alrededores (modelo de proximidad), puede proveer informaciones adicionales a las cargas de viento, tales como cargas de nieve sobre cubiertas complejas, datos de viento para evaluar el impacto ambiental sobre los peatones, y concentraciones de emisiones de aire contaminado para determinaciones del impacto ambiental. Diversas referencias brindan información detallada y guía para determinar cargas de viento y otro tipo de datos de diseño mediante ensayos en túnel de viento [C-4, C-7, C-8, C-33].

Los ensayos en túnel de viento miden frecuentemente cargas de viento que son significativamente inferiores que las calculadas según el Capítulo 5 debido a la forma del edificio, el resguardo en exceso respecto a los dispuesto en las categorías de exposición y el necesario conservadurismo resultante de los coeficientes de carga envolventes de dicho Capítulo. En algunos casos, las construcciones adyacentes pueden proteger la estructura suficientemente, de modo que la remoción de una o más de ellas podría incrementar significativamente las cargas de viento. Un método efectivo para determinar la influencia de edificios adyacentes consiste en realizar ensayos adicionales en el túnel de viento excluyendo determinados edificios próximos (o con edificios adicionales si ellos pueden provocar incrementos en las cargas por canalización o golpeteo).

Es prudente para el Proyectista o Diseñador Estructural ensayar cualquiera de las condiciones conocidas que cambie los resultados de los ensayos y aplicar el buen criterio ingenieril en la interpretación de los mismos. La discusión entre el Comitente, el Proyectista o Diseñador Estructural y el Laboratorio de túnel de viento puede contribuir notablemente a la toma de decisiones. Sin embargo, es imposible anticiparse a todos los posibles cambios en el ambiente circundante que puedan impactar significativamente en las presiones sobre el sistema principal resistente a la fuerza del viento y sobre componentes y revestimientos. Asimismo, los ensayos adicionales pueden no influir significativamente en los costos. A continuación se incluyen algunas sugerencias, para los usuarios que deseen colocar un límite inferior a los resultados de los ensayos en túnel de viento.

Límite inferior sobre presiones para el sistema principal resistente a la fuerza del viento. Las fuerzas y presiones determinadas por ensayos en túnel de viento no deben ser menores que el **80 %** de las fuerzas y presiones de diseño obtenidas según el Capítulo 5. El límite del **80 %** se puede ajustar mediante la relación entre la carga estructural para direcciones de viento críticas determinadas a partir de ensayos en túnel de viento sin edificios adyacentes específicos, (pero incluyendo la rugosidad apropiada a barlovento) y aquella determinada según el Capítulo 5.

Límite inferior sobre presiones para componentes y revestimientos. Las presiones de diseño para componentes y revestimientos sobre paredes o cubiertas deben elegirse como la mayor de las resultantes del ensayo en túnel de viento o el **80 %** de las presiones obtenidas para **Zona 4** en paredes y **Zona 1** en cubiertas de acuerdo con el Capítulo 5. Alternativamente, se pueden usar ensayos limitados a unas pocas direcciones de viento sin edificios adyacentes específicos, pero en presencia de una rugosidad apropiada a barlovento, para demostrar que las presiones más bajas son debidas a la forma del edificio y no a las protecciones.

REFERENCIAS

- [C-1] Abbey, R.F. "Risk probabilities associated with tornado wind speeds". *Proceedings of the Symposium on Tornadoes: Assessment of Knowledge and Implications for Man*, R.E. Peterson, Ed., Institute for Disaster Research, Texas Tech University, Lubbock, TX, 1976.
- [C-2] Akins, R.E. and Cermak, J.E. Wind pressures on buildings, Technical Report CER7677REA-JEC15, Fluid Dynamics and Diffusion Lab, Colorado State University, Fort Collins, CO, 1975.
- [C-3] ASCE Wind forces on structures, *Trans*, ASCE, 126(2), 1124-1198, 1961.
- [C-4] Wind tunnel model studies of buildings and structures, *Manuals and Reports on Engineering Practice*, No. 67, American Society of Civil Engineers, New York, NY, 1987.
- [C-5] Batts, M.E., Cordes, M.R., Russell, L.R., Shaver, J.R., and Simiu, E. Hurricane wind speeds in the United States, NBS Building Science Series 124, National Bureau of Standards, Washington, DC, 1980.
- [C-6] Best, R.J. and Holmes, J.D. Model study of wind pressures on an isolated single-storey house, James Cook University of North Queensland, Australia, Wind Engineering Rep. 3/78, 1978.
- [C-7] Boggs, D.W. and Peterka, J.A. "Aerodynamic model tests of tall buildings". *J. Engrg Mech.*, 115(3), ASCE, New York, NY, 618-635, 1989.
- [C-8] Cermak, J.E. "Wind-tunnel testing of structures". *J. Engrg Mech. Div.*, 103(6), ASCE, New York, NY, 1125-1140, 1977.
- [C-9] Cheung, J.C.J. and Melbourne, W.H. "Wind loadings on porous cladding". *Proceedings of the 9th Australian Conference on Fluid Mechanics*, pp. 308, 1986.
- [C-10] Davenport, A.G., Surry, D. and Stathopoulos, T. Wind loads on low-rise buildings. Final Report on Phases I and II, BLWT-SS8, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, 1977.
- [C-11] Davenport, A.G., Surry, D. and Stathopoulos, T. Wind loads on low-rise buildings. Final Report on Phase III, BLWT-SS4, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, 1978.
- [C-12] Interim guidelines for building occupants' protection from tornadoes and extreme winds. TR-83A, Defense Civil Preparedness Agency, Washington, DC, 1975. [available from the Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, DC 20402].
- [C-13] Durst, C.S. "Wind speeds over short periods of time", *Meteor. Mag.*, 89, 181-187, 1960.
- [C-14] Eaton, K.J. and Mayne, J.R. "The measurement of wind pressures on two-storey houses at Aylesbury", *J. Industrial Aerodynamics*, 1(1), 67-109, 1975.
- [C-15] Georgiou, P.N., Davenport, A.G. and Vickery, B.J. "Design wind speeds in regions dominated by tropical cyclones". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 13, 139-152, 1983.
- [C-16] Haig, J.R. *Wind Loads on Tiles for USA*. Redland Technology Limited, Horsham, West Sussex England, June 1990

- [C-17] Isyumov, N. "The Aeroelastic Modeling of Tall Buildings". *Proceedings of the International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications*, Gaithersburg, MD, Cambridge University Press, 373-407, 1982.
- [C-18] Jackson, P.S. and Hunt, J.C.R. "Turbulent Wind Flow over a Low Hill". *Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society*, Vol. 101, 929-955, 1975.
- [C-19] Kavanagh, K.T., Surry, D., Stathopoulos, T. and Davenport, A.G. Wind loads on low-rise buildings: Phase IV. BLWT-SS 14, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, 1983.
- [C-20] Krayner, W.R. and Marshall, R.D. "Gust factors applied to hurricane winds", *Bulletin of the American Meteorological Society*, Vol. 73, 613-617, 1992.
- [C-21] Lemelin, D.R., Surry, D. and Davenport, A.G. "Simple approximations for wind speed-up over hills". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics* 28, 117-127, 1988.
- [C-22] Marshall, R.D. The measurement of wind loads on a full-scale mobile home. NBSIR 77-1289, National Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce, Washington, DC, 1977.
- [C-23] Macdonald, P.A., Kwok, K.C.S. and Holmes, J.H. Wind loads on isolated circular storage bins, silos and tanks: Point pressure measurements. Research Report N° R529, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, Sydney, Australia, 1986.
- [C-24] McDonald, J.R. A methodology for tornado hazard probability assessment. NUREG/CR3058, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC, 1983.
- [C-25] Mehta, K.C., Minor, J.E. and McDonald, J.R. "Wind speed analyses of April 3-4 Tornadoes". *J. Struct. Div.*, ASCE, 102(9), 1709-1724, 1976.
- [C-26] Minor, J.E. "Tornado technology and professional practice". *J. Struct. Div.*, ASCE, 108(11), 2411-2422, 1982.
- [C-27] Minor, J.E. and Behr, R.A. "Improving the performance of architectural glazing systems in hurricanes". *Proceedings of Hurricanes of 1992*, American Society of Civil Engineers (Dec. 1-3, 1993, Miami, FL), pp. CI-11, 1993.
- [C-28] Minor, J.E., McDonald, J.R. and Mehta, K.C. The tornado: An engineering oriented perspective. TM ERL NSSL-82, National Oceanic and Atmospheric Administration, Environmental Research Laboratories, Boulder, CO, 1977.
- [C-29] Peterka, J.A. "Improved extreme wind prediction for the United States". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 41, 533-541, 1992.
- [C-30] Peterka, J.A. and Shahid, S. "Extreme gust wind speeds in the U.S.". *Proceedings*, 7th U.S. National Conference on Wind Engineering, UCLA, Los Angeles, CA., 2, 503-512, 1993.
- [C-31] Peterka, J.A. and Cermak, J.E. "Wind pressures on buildings - Probability densities". *J. Struct. Div.*, ASCE, 101(6), 1255-1267, 1974.
- [C-32] Perry, D.C., Stubbs, N. and Graham, C.W. "Responsability of architectural and engineering communities in reducing risks to life, property and economic loss from hurricanes". *Proceedings*, ASCE Conference on Hurricanes of 1992, Miami, FL, 1993.

- [C-33] Reinhold, T.A. (Ed.). "Wind tunnel modeling for civil engineering applications". *Proceedings of the International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications*, Gaithersburg, MD, Cambridge University Press, 1982.
- [C-34] Australian Standard SAA Loading Code, Part 2: Wind Loads, published by Standards Australia, Standards House, 80 Arthur St., North Sydney, NSW, Australia, 1989.
- [C-35] Saathoff, P. and Stathopoulos, T. "Wind loads on buildings with sawtooth roofs". *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 118(2), 429-446, 1992.
- [C-36] *Normen fur die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Uberwachung der Bauten*, SIA Technische Normen Nr 160, Zurich, Switzerland, 1956.
- [C-37] Standard *Building Code*, Southern Building Code Congress International, 1994.
- [C-38] Stathopoulos, T., Surry, D. and Davenport, A.G. "Wind-Induced Internal Pressures in Low Buildings". *Proceedings of the Fifth International Conference on Wind Engineering*, Colorado State University, Fort Collins, CO, 1979.
- [C-39] Stathopoulos, T., Surry, D. and Davenport, A.G. "A simplified model of wind pressure coefficients for low-rise buildings". *Fourth Colloquium on Industrial Aerodynamics*, Aachen, West Germany, June 18-20, 1980.
- [C-40] Stathopoulos, T. "Wind loads on eaves of low buildings". *J. Struct. Div.*, ASCE, 107(10), 1921-1934, 1981.
- [C-41] Stathopoulos, T. and Zhu X. "Wind pressures on buildings with appurtenances". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 31, 265-281, 1988.
- [C-42] Stathopoulos, T. and Dumitrescu-Brulotte, M. "Design recommendations for wind loading on buildings of intermediate height". *Canadian J. Civ Engrg.*, 16(6), 910-916, 1989.
- [C-43] Stathopoulos, T. and Zhu, X. "Wind pressures on buildings with mullions". *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 116(8), 2272-2291, 1990.
- [C-44] Stathopoulos, T. and Luchian, H.D. "Wind pressures on building configurations with stepped roofs". *Canadian J. Civ. Engrg.*, 17(4), 569-577, 1990.
- [C-45] Stathopoulos, T. and Luchian, H. "Wind-induced forces on eaves of low buildings". Wind Engineering Society Inaugural Conference, Cambridge, England, 1992.
- [C-46] Stathopoulos, T. and Mohammadian, A.R. "Wind loads on low buildings with mono-sloped roofs". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 23, 81-97, 1986.
- [C-47] Stathopoulos, T. and Saathoff, P. "Wind pressures on roofs of various geometries". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 38, 273-284, 1991.
- [C-48] Stubbs, N. and Boissonnade, A. "Damage simulation model on building contents in a hurricane environment". *Proceedings, 7th U.S. National Conference on Wind Engineering*, UCLA, Los Angeles, CA, 2, 759-771, 1993.
- [C-49] Stubbs, N. and Perry, D.C. "Engineering of the building envelope". *Proceedings, ASCE Conference on Hurricanes of 1992*, Miami, FL, 1993.
- [C-50] Surry, D., Kitchen, R.B. and Davenport, A.G. "Design effectiveness of wind tunnel studies for buildings of intermediate height". *Canadian J Civ. Engrg.*, 4(1), 96-116, 1977.

- [C-51] Surry, D. and Stathopoulos, T. The wind loading of buildings with monosloped roofs. Final Report, BLWT-SS38, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, 1988.
- [C-52] Taylor, T.J. "Wind pressures on a hemispherical dome". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 40(2), 199-213, 1992.
- [C-53] Templin, J.T. and Cermak, J.E. Wind pressures on buildings: Effect of mullions. Tech. Rep. CER76-77JTT-JEC24, Fluid Dynamics and Diffusion Lab, Colorado State University, Fort Collins, CO, 1978.
- [C-54] Vickery, P.J. and Twisdale, L.A. "Wind field and filling models for hurricane wind speed predictions". *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 121(11), 1700-1709, 1995.
- [C-55] Vickery, B.J., Davenport, A.G. and Surry, D. "Internal pressures on low-rise buildings". *Fourth Canadian Workshop on Wind Engineering*, Toronto, Ontario, 1984.
- [C-56] Walmsley, J.L., Taylor, P.A. and Keith, T. "A simple model of neutrally stratified boundary-layer flow over complex terrain with surface roughness modulations". *Boundary-Layer Meteorology*, 36, 157-186, 1986.
- [C-57] Wen, Y.K. and Chu, S.L. "Tornado risks and design wind speed". *J. Struct. Div.*, ASCE, 99(12), 2409-2421, 1973.
- [C-58] Womble, J.A., Yeatts, B.B. and Mehta, K.C. "Internal wind pressures in a full and small scale building". *Proc., 9th International Conference on Wind Engineering*, New Delhi, India, Wiley Eastern Ltd., 1995.
- [C-59] Yeatts, B.B. and Mehta, K.C. "Field study of internal pressures", *Proceedings, 7th U.S. National Conference on Wind Engineering*, UCLA, Los Angeles, CA, 2, 889-897, 1993.
- [C-60] Gurley, K. and Kareem, A. "Gust Loading Factors for Tension Leg Platforms", *Applied Ocean Research*, 15(3), 1993.
- [C-61] Kareem, A. "A dynamic response of high-rise buildings to stochastic wind loads". *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 41-44, 1992.
- [C-62] Kareem, A. "Lateral-torsional motion of tall buildings to wind loads". *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 111(11), 1985.
- [C-63] Solari, G. "Gust buffeting I: Peak wind velocity and equivalent pressure". *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 119(2), 1993.
- [C-64] Solari, G. "Gust buffeting II: Dynamic along wind response". *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 119(2), 1993.
- [C-65] Kareem, A. and Smith, C. "Performance of off-shore platforms in hurricane Andrew". *Proceedings, Hurricanes of 1992*, ASCE, Miami, FL, Dec., 1993.
- [C-66] Ho, E. "Variability of Low Building Wind Loads", Doctoral Dissertation, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, 1992.
- [C-67] Simiu, E. and Scanlan, R.H. *Wind effects on structures*. Third Edition, John Wiley & Sons, New York, NY 1996.
- [C-68] Cook, N. *The designer's guide to wind loading of building structures*, part I, Butterworths Publishers, 1985.

- [C-69] Isyumov, N., and Case, P. "Evaluation of structural wind loads for low-rise buildings contained in ASCE Standard 7-1995". BLWT-SS17-1995, Univ. of Western Ontario, London, Ontario, Canada.
- [C-70] Standard Test Method for Performance of Exterior Windows, Curtain Walls, Doors and Storm Shutters Impacted by Missile(s) and Exposed to Cyclic Pressure Differentials. ASTM E1886-97, ASTM Inc. West Conshohocken, Pa., 1997.
- [C-71] SBCCI Test Standard for Determining Impact Resistance from Windborne Debris. SSTD 12-97, Southern Building Code Congress, International, Birmingham, Ala., 1997.
- [C-72] Minor J.E. "Windborne debris and the building envelope." *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 53, 207-227, 1994.
- [C-73] Peterka, J.A., Cermak, J.E., Cochran, L.S., Cochran, B.C., Hosoya, N., Derickson, R.G., Harper C, Jones, J. and Metz, B. "Wind uplift model for asphalt shingles". *J. Arch.Engrg*, December, 1997.
- [C-74] Peterka, J.A. and Shahid, S. "Design gust wind speeds for the United States." *J. Struct. Div.* ASCE, February, 1998.
- [C-75] Lettau, H. "Note on aerodynamic roughness parameter estimation on the basis of roughness element description." *J. Applied Meteorology*, 8, 828-832, 1969.
- [C-76] Ellingwood. B.R., MacGregor, J.G., Galambos, T.V., and Cornell, C.A. "Probability-based load criteria: Load factors and load combinations." *J. Struct. Div.*, ASCE 108(5), 978-997, 1981
- [C-77] Ellingwood. B. "Wind and snow load statistics for probability design," *J. Struct. Div.*, ASCE 197(7). 1345-1349, 1982.
- [C-78] Vickery, P.J., Skerlj, P.S., Steckley, A.C., and Twisdale, L.A. "Hurricane wind field and gust factor models for use in hurricane wind speed simulations." Submitted for publication.
- [C-79] Vickery, P.J., Skerlj, P.S., and Twisdale, L.A. "Simulation of hurricane risk in the United States using an empirical storm track modeling technique." Submitted for publication.
- [C-80] Twisdale, L.A., Vickery, P.J., and Steckley, A.C. "Analysis of hurricane windborne debris impact risk for residential structures." State Farm Mutual Automobile Insurance Companies, March, 1996.
- [C-81] Means, B., Reinhold, T.A., and Perry, D.C. "Wind loads for low-rise buildings on escarpments." *Proc., ASCE Structures Congress 14*, Chicago, Ill., April, 1996.
- [C-82] Beste, F., and Cermak, J.E. "Correlation of internal and area-averaged wind pressures on low-rise buildings." *3rd International Colloquium on Bluff Body Aerodynamics and Applications*, Blacksburg, Va., July 28-August 1, 1996.
- [C-83] Irwin, P.A. "Pressure model techniques for cladding loads." *J. Wind Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 29, 69-78, 1987.
- [C-84] Vickery, P.J., and Bloxham, C. "Internal pressure dynamics with a dominant opening." *J. Wnd Engrg. and Industrial Aerodynamics*, 41- 44, 193- 204, 1992.
- [C-85] Irwin, P.A. and Dunn, G.E.. "Review of internal pressures on low-rise buildings." RWDI Report 93-270 for Canadian Sheet Building Institute, February 23, 1994.

- [C-86] Vickery, P.J. and Skerlj, P.S. On the elimination of Exposure D along the Hurricane Coastline in ASCE-7. Report for Andersen Corporation by Applied Research Associates, ARA Project 4667, March, 1998.
- [C-87] Mehta, K.C., and Marshall, R.D. *Guide to the Use of the Wind Load Provisions of ASCE 7-95*, ASCE Press, 1998.
- [C-88] Vickery, P.J and Twisdale, L.A. "Prediction of hurricane wind speeds in the United States." J. Struct. Engrg., ASCE. 121(11), 1691 - 1699, 1995.
- [C-89] Georgiou, P.N. "Design wind speeds in tropical cyclone regions." Ph.D. Thesis, University of Western Ontario, London. Ontario, Canada, 1985.
- [C-90] Viollaz, A.J., "Estimación de las velocidades de recurrencia de vientos en la República Argentina", Informe Técnico, CIRSOC, Buenos Aires, 1997.
- [C-91] Altinger de Schwarzkopf, M.L., "Fundamentos meteorológicos que sustentan el trazado de isolíneas de la velocidad básica del viento V_0 en el mapa de la Fig. 4 del Reglamento CIRSOC 102", Informe Interno, CIRSOC, Buenos Aires, 1997.
- [C-92] Viollaz, A.J., Salvatierra, S.M. y Aragno, A.M., "Estimación de velocidades de recurrencia de vientos basada en velocidades máximas mensuales", CIRSOC, Biblioteca de Apoyo, Buenos Aires, Julio 1995.
- [C-93] Altinger de Schwarzkopf, M.L. y Rosso, L.C., "Riesgo de tornados y corrientes descendentes en la Argentina", CIRSOC, Biblioteca de Apoyo, Buenos Aires, 1993.

Figura C-1. Relación de Velocidad Máxima Probable promediada sobre t segundos a Velocidad Media Horaria

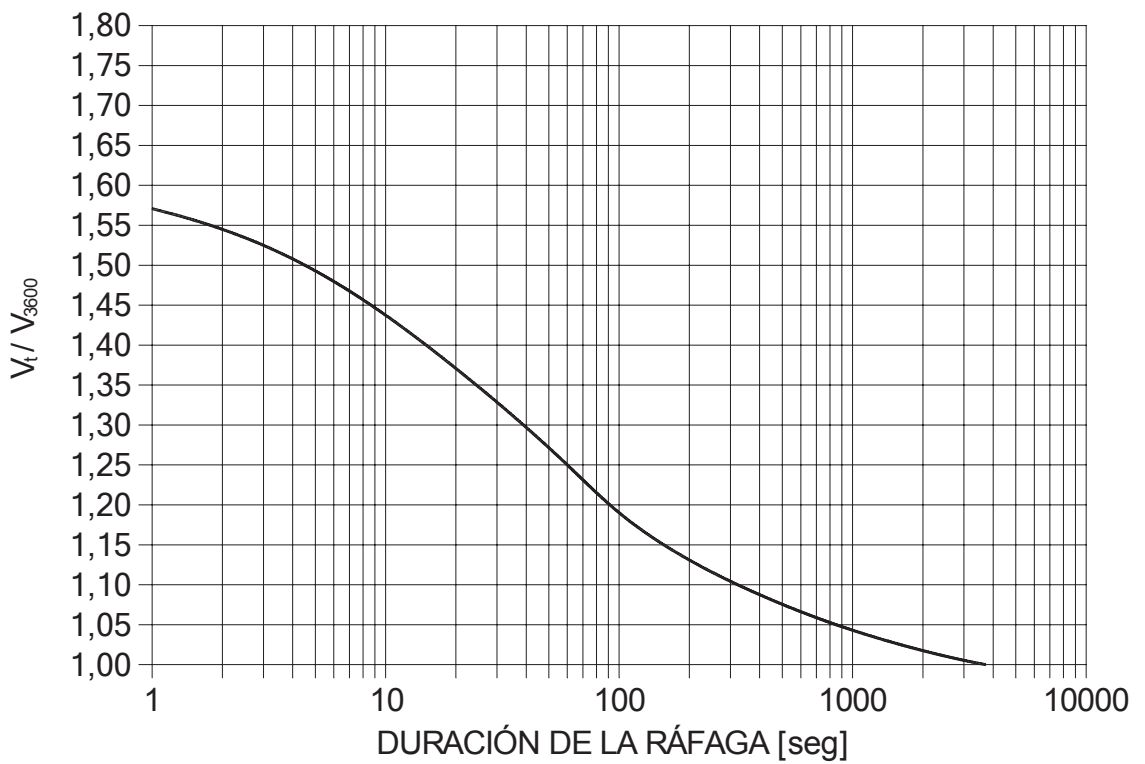
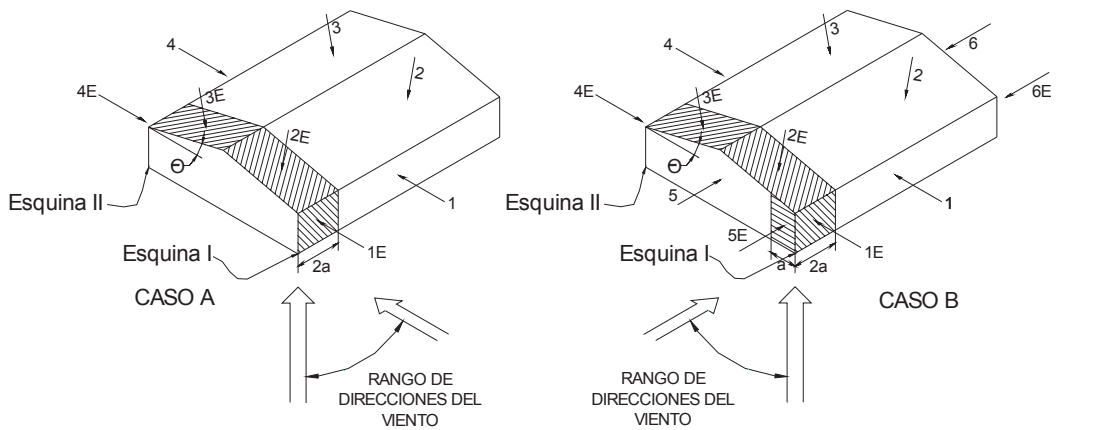
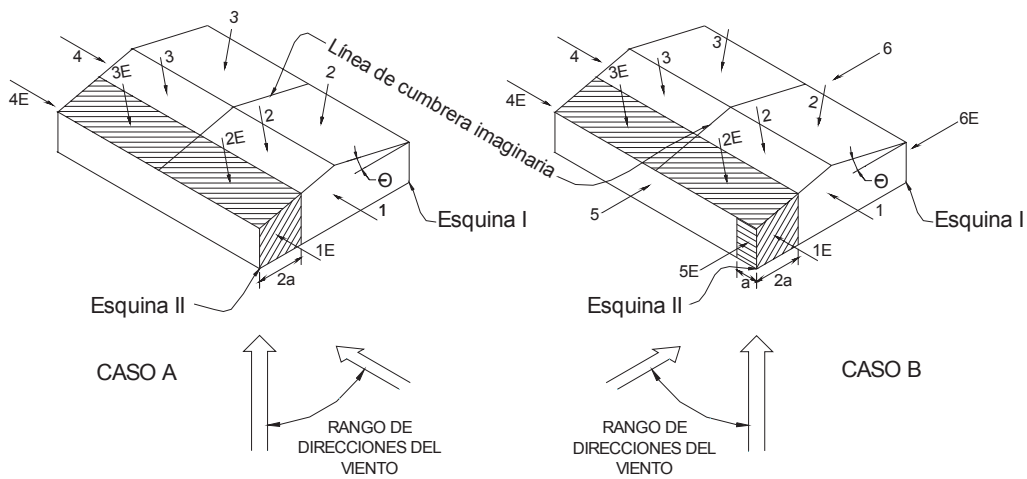


Figura C-2. Aplicación de Casos de Carga para dos Esquinas a Barlovento



(a) Esquina I



(b) Esquina II (suponer $\Theta = 0^\circ$)

Figura C-3. Cargas de Viento No-Estacionarias sobre Edificios Bajos para una Dirección del Viento Determinada (Referencia [C-11])

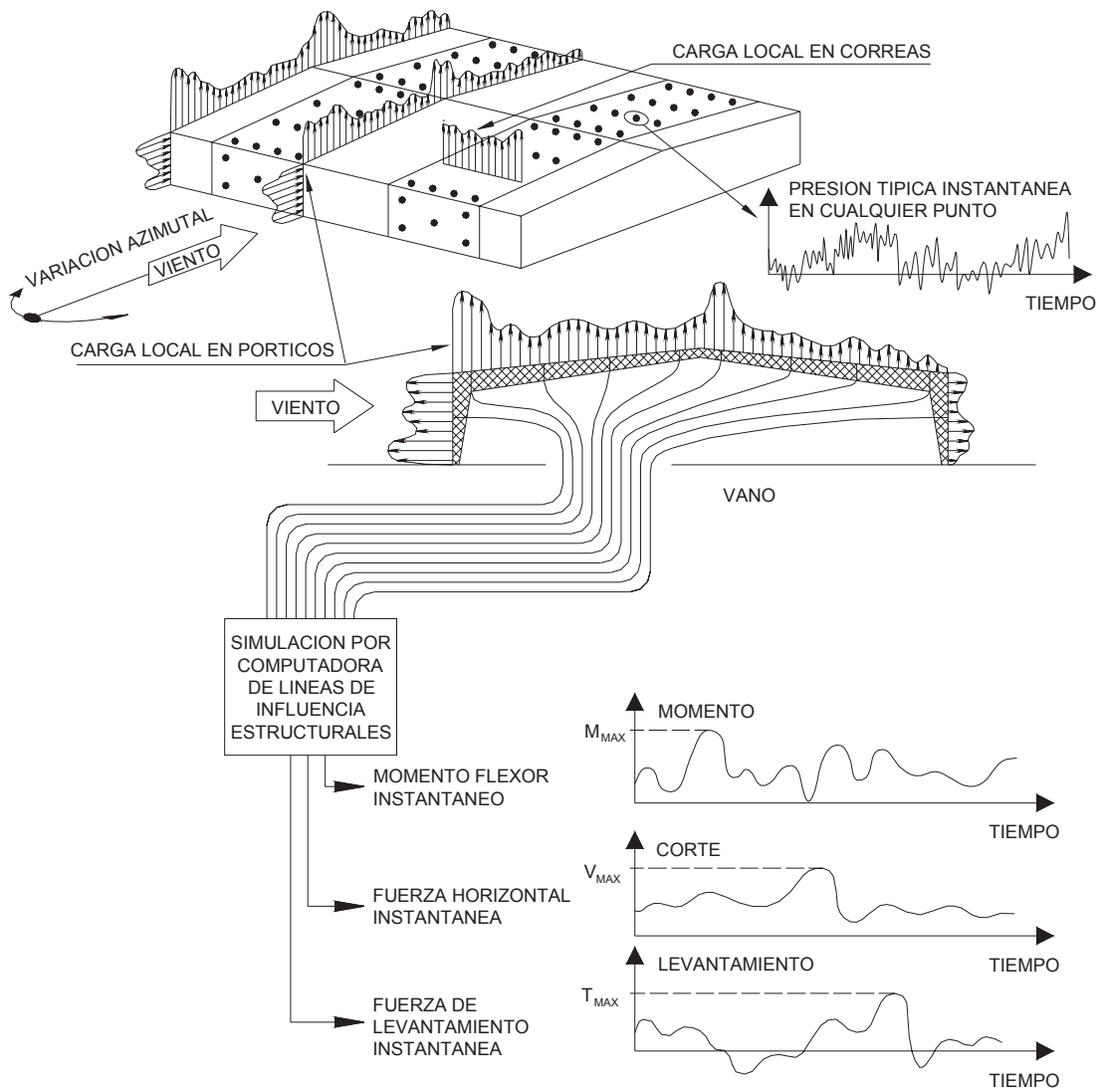


Tabla C-1. Valores de la Densidad del Aire Ambiente para Alturas Varias

Altitud (metros)	Valores de la densidad del aire ambiente		
	Mínimo (kg/m ³)	Promedio (kg/m ³)	Máximo (kg/m ³)
0	1,1405	1,2254	1,3167
305	1,1101	1,1886	1,2735
610	1,0812	1,1533	1,2302
914	1,0524	1,1197	1,2222
1000	1,0444	1,1101	1,1902
1219	1,0252	1,0861	1,1501
1524	0,9996	1,0556	1,1133
1829	0,9739	1,0236	1,0764
2000	0,9595	1,0076	1,0572
2134	0,9483	0,9931	1,0412
2438	0,9243	0,9643	1,0060
2743	0,8986	0,9355	0,9723
3000	0,8794	0,9115	0,9467
3048	0,8762	0,9082	0,9419

Tabla C-2. Probabilidad de Excedencia de la Velocidad del Viento de Diseño durante el Período de Referencia

Probabilidad anual, P_a	Período de referencia (exposición), n (años)					
	1	5	10	25	50	100
0,04 (1/25)	0,04	0,18	0,34	0,64	0,87	0,98
0,02 (1/50)	0,02	0,10	0,18	0,40	0,64	0,87
0,01 (1/100)	0,01	0,05	0,10	0,22	0,40	0,64
0,005 (1/200)	0,005	0,02	0,05	0,10	0,22	0,39

Tabla C-3. Factores de Reducción para otros Intervalos Medios de Recurrencia

Velocidad de pico de ráfaga para un intervalo medio de recurrencia de 50 años	
Intervalo medio de recurrencia (años)	Factor de conversión (V = 38 – 45 m/s)
500	1,23
200	1,14
100	1,07
50	1,00
25	0,93
10	0,84
5	0,78

Tabla C-4. Factor de Efecto de Ráfaga - Ejemplo

Valores Obtenidos de la Tabla 4	
Z_{min}	18,3 m
ε	0,5
C	0,45
\bar{b}	0,3
$\bar{\alpha}$	0,33
\hat{b}	0,64
$\hat{\alpha}$	0,2
l	55
C_{fx}	1,3
ξ	1
Altura h	180 m
Base b	30 m
Profundidad d	30 m

Tabla C-5. Factor de Efecto de Ráfaga - Ejemplo

Valores Calculados

V	40 m/s
\bar{z}	108 m
$I_{\bar{z}}$	0,303
$L_{\bar{z}}$	180,75 m
Q^2	0,591
$\bar{V}_{\bar{z}}$	26,32 m/s
$\hat{V}_{\bar{z}}$	41,20 m/s
N_1	1,373
R_n	0,111
η	1,049
R_B	0,555
η	6,292
R_h	0,146
η	3,511
R_L	0,244
R^2	0,580
G	1,056
K	0,502
m_1	10800000 kg
$g_{\ddot{x}}$	3,787

Tabla C-6. Respuesta en la Dirección del Viento - Ejemplo

z (m)	$\phi(z)$	$X_{\max}(z)$ (m)	VCM acel. (m/s²)	VCM acel. (mili-g)	Máx. acel. (m/s²)	Máx. acel. (mili-g)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18,0	0,10	0,023	0,005	0,5	0,019	1,9
36,0	0,20	0,046	0,011	1,1	0,042	4,3
54,0	0,30	0,068	0,016	1,6	0,061	6,2
72,0	0,40	0,091	0,022	2,2	0,083	8,5
90,0	0,50	0,114	0,027	2,8	0,102	10,4
108,0	0,60	0,137	0,033	3,4	0,125	12,7
126,0	0,70	0,159	0,038	3,9	0,144	14,7
144,0	0,80	0,182	0,044	4,5	0,167	17,0
162,0	0,90	0,205	0,049	5,0	0,186	19,0
180,0	1,00	0,228	0,055	5,6	0,208	21,2