

JULIO 2025

Ministerio de Economía
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Obras y Servicios

REGLAMENTO **CIRSOC 102**



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

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



Instituto Nacional
de Tecnología Industrial

INTI

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

EDICIÓN JULIO 2025



**Av. Cabildo 65 Subsuelo – Ala Savio
(C1426AAA) Buenos Aires – República Argentina
TEL: (54 11) 4779-3400 (internos: 3182 / 3183 / 3184)**

**E-mail: cirsoc@inti.gob.ar
cirsoc@fm.gob.ar**

INTERNET: www.inti.gob.ar/areas/servicios-industriales/construcciones-e-infraestructura/cirsoc

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

Director Técnico: **Ing. Daniel A. Ortega**

Área Técnica: **Ing. Denise Y. Ruggiero
Ing. Gabriel Barrios Viglioni**

Área de Apoyo: **Lic. Mónica B. Krotz
Sr. Néstor D. Corti
Srta. Sofía Montenegro**

© 2025

**Editado por INTI
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGÍA INDUSTRIAL
Av. Leandro N. Alem 1067 – 7° piso - Buenos Aires. Tel. 4515-5000**

**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
Secretaría de Vivienda y Hábitat 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
Consejo Interprovincial de Ministros de Obras Públicas
Gobierno de la Ciudad de Buenos Aires
Dirección Nacional de Vialidad
Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires
Consejo Vial Federal
Cámara Argentina de la Construcción
Consejo Profesional de Ingeniería Civil
Asociación de Fabricantes de Cemento Pórtland
Instituto Argentino de Normalización y Certificación
Techint
Acindar – Grupo Arcelor Mittal

MIEMBROS ADHERENTES

Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón
Asociación Argentina de Hormigón Elaborado
Asociación Argentina del Bloque de Hormigón
Asociación de Ingenieros Estructurales
Cámara Industrial de Cerámica Roja
Centro Argentino de Ingenieros
Instituto Argentino de Siderurgia
Transportadora Gas del Sur
Quasdam Ingeniería
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
Federación Argentina de la Ingeniería Civil
Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesiones Afines de Salta
Asociación Argentina de Ensayos no Destructivos

Reconocimiento Especial

El ***INTI-CIRSOC*** agradece muy especialmente a las Autoridades del ***American Society of Civil Engineers (ASCE)*** y del ***Structural Engineering Institute (SEI)*** por habernos permitido adoptar como base para el desarrollo de este Reglamento, los Capítulos 26, 27, 28, 29, 30 y 31 del documento “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”, conocido como ***ASCE/SEI 7-10***, y permitir además la consulta de dichos Capítulos en sus posteriores documentos ***ASCE/SEI 7-16*** y ***ASCE/SEI 7-22***.

Agradecimientos Especiales

El ***Comité Ejecutivo del INTI-CIRSOC y su Dirección Técnica*** agradecen muy especialmente:

- A la ***Comisión Redactora y Permanente, de Acción del Viento sobre las Construcciones de INTI-CIRSOC***, por su valiosa participación y aportes técnicos realizados a este Reglamento.
- A la ***Inga. Marta S. Parmigiani e Inga. Alicia Aragno*** por la activa participación en la preparación de los primeros borradores de este Reglamento, hasta sus jubilaciones; y al ***Dr. Mario Bruno Natalini***, quien brindó su aporte a este documento hasta su fallecimiento en Junio de 2020.
- A los ***Ing. Julio César Molina y Joaquín Rocchi***, por su activa colaboración con los redactores del Reglamento; y a la ***Inga. Denise Ruggiero*** y al ***Ing. Gabriel Barrios Viglioni***, por sus participaciones en la revisión y edición del presente documento.
- A los ***Dres. Ana Scarabino, María Luisa Altinger y Daniel Ambrosini, así como a los Ing. Roberto Cudmani, Juan Carlos Reimundín y Juan I. Zaracho***, quienes fueron consultados por los redactores sobre temas de sus especialidades.
- **Foto de Tapa:** El ***INTI-CIRSOC*** agradece muy especialmente al ***Señor Capitán de Navío Médico Alberto Luis Coletta*** y al ***Señor Suboficial Enfermero - Tecn. Radiólogo Abel Tasello*** por toda la gestión llevada a cabo para lograr identificar al autor de la misma. Se han realizado esfuerzos razonables para identificar al creador original de la imagen sin éxito alguno. Si usted es el autor de esta imagen, por favor contáctese al CIRSOC para ajustar la atribución o resolver cualquier inquietud. La misma ilustra ***el temporal en la Base Naval de Bahía Blanca ocurrido en diciembre del 2023***.

ASESORES QUE INTERVINIERON EN LA REDACCIÓN DEL

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

CIRSOC 102

Dr. Ing. Gustavo BALBASTRO

Bruno NATALINI, Ph. D.

COMISIÓN REDACTORA Y PERMANENTE DE ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES DE INTI-CIRSOC

Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones

Coordinadores:

Dr. Ing. Gustavo BALBASTRO

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL -
FACULTAD REGIONAL PARANÁ - FACULTAD
REGIONAL SANTA FE

Bruno NATALINI, Ph. D.

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE -
FACULTAD DE INGENIERÍA

Integrantes:

Mag. Marcelo Ítalo ADOTTI

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE -
FACULTAD DE INGENIERÍA / CONICET

**Mag. Gisela ALVAREZ Y
ALVAREZ**

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE -
FACULTAD DE INGENIERÍA

Ing. Carlos A. AMURA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE BUENOS AIRES
- FACULTAD DE INGENIERÍA

Dra. Anabel APCARIAN († 2024)

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE -
FACULTAD DE INGENIERÍA

Dr. Mario Eduardo DE BÓRTOLI

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE -
FACULTAD DE INGENIERÍA

Dra. Inga. Paula FOLINO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE BUENOS AIRES
- FACULTAD DE INGENIERÍA

Prof. Emérito Luis A. GODOY

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA -
FCEFyN / CONICET

Dra. Rossana JACA

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE -
FACULTAD DE INGENIERÍA

Dr. Jorge Luis LÄSSIG

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE -
FACULTAD DE INGENIERÍA

Dr. Julio MARAÑÓN DI LEO

UNIVERSIDAD NACIONAL DE LA PLATA -
FACULTAD DE INGENIERÍA / CONICET

Mag. Jorge Omar MARIGHETTI

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE -
FACULTAD DE INGENIERÍA

Mag. Claudia Alejandra MOREL	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA
Mag. Claudia PALESE	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL COMAHUE - FACULTAD DE INGENIERÍA
Dr. Gonzalo L. PITA	JOHNS HOPKINS UNIVERSITY
Dra. Marta Beatriz ROSALES	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR / CONICET
Lic. María de los Milagros SKANSI	SERVICIO METEOROLÓGICO NACIONAL
Mag. Victorio SONZOGNI	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL LITORAL / CONICET
Ing. Luis Nelson SOSTI	UNIVERSIDAD NACIONAL DE BUENOS AIRES - FACULTAD DE INGENIERÍA
Ing. Juan Carlos STEIGERWALD	IMC - INGENIERÍA
Dr. Adrián Roberto WITTWER	UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE - FACULTAD DE INGENIERÍA

ÍNDICE

CAPITULO 1. CARGAS DE VIENTO: REQUISITOS GENERALES

1.1.	PROCEDIMIENTOS	1
1.1.1.	Alcance	2
1.1.2.	Procedimientos permitidos	2
1.2.	DEFINICIONES	5
1.3.	SIMBOLOGÍA	12
1.4.	GENERALIDADES	18
1.4.1.	Convención de signos	18
1.4.2.	Condición crítica de carga	18
1.4.3.	Presiones de viento actuando sobre caras opuestas de cada superficie del edificio	19
1.5.	MAPA DE RIESGO DE VIENTO	19
1.5.1.	Velocidad básica de viento	19
1.5.2.	Regiones especiales de viento	24
1.5.3.	Estimación de la velocidad básica de viento a partir de datos climáticos regionales	24
1.5.4.	Limitación	25
1.6.	DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO	26
1.7.	EXPOSICIÓN	27
1.7.1.	Sectores y direcciones de viento	27
1.7.2.	Categorías de rugosidad superficial	28
1.7.3.	Categorías de exposición	29
1.7.4.	Requisitos de exposición	35
1.8.	EFFECTOS TOPOGRÁFICOS	36
1.8.1.	Aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas	36
1.8.2.	Factor topográfico	38
1.9.	EFFECTOS DE RÁFAGA	39
1.9.1.	Factor de efecto de ráfaga	39
1.9.2.	Determinación de la frecuencia	39
1.9.3.	Frecuencia natural aproximada	40
1.9.4.	Edificios y otras estructuras rígidos	40
1.9.5.	Edificios u otras estructuras flexibles o dinámicamente sensibles	41
1.9.6.	Análisis racional	43
1.9.7.	Limitaciones	43
1.10.	CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTO	52
1.10.1.	Generalidades	52
1.10.2.	Aberturas	52
1.10.3.	Protección de aberturas vidriadas	52
1.10.4.	Portones de cocheras	56
1.10.5.	Clasificaciones múltiples	56
1.11.	COEFICIENTES DE PRESIÓN INTERNA	56

1.11.1.	Factor de reducción para edificios de gran volumen, R_f	57
1.12.	FACTOR DE ALTITUD	58
1.13.	PRESIÓN DINÁMICA	59
1.13.1.	Coefficiente de exposición para la presión dinámica	59
1.13.2.	Presión dinámica	65
1.14.	CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS	66
1.14.1.	Categoría de riesgo	66
1.14.2.	Categorías de riesgo múltiples	67

CAPÍTULO 2. CARGAS DE VIENTO SOBRE EDIFICIOS - SISTEMAS PRINCIPALES RESISTENTES A LA FUERZA DEL VIENTO (SPRFV) - PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL

2.1.	ALCANCE	71
2.1.1.	Tipos de edificio	71
2.1.2.	Condiciones	71
2.1.3.	Limitaciones	72
2.1.4.	Protección	72
2.1.5.	Cargas de viento de diseño mínimas	72
	PARTE 1: EDIFICIOS CERRADOS, PARCIALMENTE CERRADOS, PARCIALMENTE ABIERTOS Y ABIERTOS DE TODAS LAS ALTURAS	73
2.2.	REQUISITOS GENERALES	73
2.2.1.	Parámetros de carga de viento especificados en Capítulo 1	73
2.3.	PRESIÓN DINÁMICA	73
2.4.	CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL RESISTENTE A LA FUERZA DEL VIENTO – SPRFV	74
2.4.1.	Edificios rígidos y flexibles cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos	74
2.4.2.	Intencionalmente en blanco	76
2.4.3.	Edificios abiertos o cubiertas aisladas, de vertiente única o a dos aguas con diedro positivo o negativo	76
2.4.4.	Voladizos de cubierta	78
2.4.5.	Parapetos	78
2.4.6.	Casos de carga de viento de diseño	78
2.4.7.	Edificios exceptuados de casos torsionales de carga de viento	79
	PARTE 2: EDIFICIOS CERRADOS, PARCIALMENTE CERRADOS O PARCIALMENTE ABIERTOS DE DIAFRAGMA SIMPLE CON ALTURA MENOR O IGUAL QUE 10 m – PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO	81
2.5.	REQUISITOS GENERALES	82
2.5.1.	Procedimiento de diseño	82
2.5.2.	Campo de validez	83
2.5.3.	Revestimiento permeable al aire	85
2.5.4.	Flexibilidad del diafragma	85

CAPÍTULO 3. PROCEDIMIENTO ENVOLVENTE PARA ESTIMAR LAS ACCIONES SOBRE LOS “SPRFV”

3.1.	ALCANCE	97
------	---------	----

CAPÍTULO 4. CARGAS DE VIENTO SOBRE ACCESORIOS DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS (SPRFV) – PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL

4.1.	ALCANCE	99
4.1.1.	Tipos de estructura	99
4.1.2.	Condiciones	100
4.1.3.	Limitaciones	101
4.1.4.	Protección	101
4.2.	REQUISITOS GENERALES	101
4.2.1.	Parámetros de carga de viento especificados en Capítulo 1	101
4.3.	PRESIÓN DINÁMICA	101
4.4.	CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO – PAREDES LIBRES LLENAS Y CARTELES LLENOS	102
4.4.1.	Paredes libres llenas y carteles libres llenos	102
4.4.2.	Carteles llenos adosados	104
4.5.	CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO – OTRAS ESTRUCTURAS	104
4.5.1.	Estructuras y equipamientos ubicados sobre techos de edificios	104
4.5.2.	Silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados con $h \leq 40$ m, $D \leq 40$ m y $0,25 \leq H/D \leq 4$	106
4.5.3.	Paneles solares en techos de edificios de todas las alturas, con techos planos, a dos o cuatro aguas, con inclinaciones menores a 7°	108
4.5.4.	Paneles solares paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas e inclinaciones de techo	111
4.5.5.	Paneles solares montados en el terreno con inclinación fija	113
4.6.	PARAPETOS	117
4.7.	VOLADIZOS DE CUBIERTA	120
4.8.	CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMAS	120

CAPÍTULO 5. CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTOS (C&R)

5.1.	ALCANCE	135
5.1.1.	Tipos de edificio	136
5.1.2.	Condiciones	137
5.1.3.	Limitaciones	137
5.1.4.	Protección	138
5.1.5.	Revestimiento permeable al aire	138
5.2.	REQUISITOS GENERALES	140
5.2.1.	Parámetros de carga de viento especificados en Capítulo 1	140
5.2.2.	Presiones de viento de diseño mínimas	140

5.2.3.	Áreas tributarias mayores que $65 m^2$	140
5.2.4.	Coefficientes de presión externa	140
	PARTE 1: EDIFICIOS DE BAJA ALTURA	140
5.3.	TIPOS DE EDIFICIOS	140
5.3.1.	Condiciones	141
5.3.2.	Presiones de viento de diseño	141
	PARTE 2: EDIFICIOS CON ALTURA MAYOR QUE 20 m	148
5.4.	TIPOS DE EDIFICIOS	148
5.4.1.	Condiciones	149
5.4.2.	Presiones de viento de diseño	150
	PARTE 3: EDIFICIOS ABIERTOS	152
5.5.	TIPOS DE EDIFICIOS	152
5.5.1.	Condiciones	152
5.5.2.	Presiones de viento de diseño	152
	PARTE 4: ACCESORIOS, EQUIPAMIENTOS Y ESTRUCTURAS SOBRE TECHOS DE EDIFICIOS	153
5.6.	PARAPETOS	153
5.7.	VOLADIZOS DE CUBIERTA	155
5.8.	ESTRUCTURAS Y EQUIPAMIENTOS SOBRE TECHOS DE EDIFICIOS	156
5.9.	ALEROS ADOSADOS A PAREDES DE EDIFICIOS	156
	PARTE 5: OTROS TIPOS DE ESTRUCTURAS	159
5.10.	SILOS, TANQUES Y RECIPIENTES CILÍNDRICOS VERTICALES CON $h \leq 40$ m	159
5.10.1.	Presión de viento de diseño	159
5.10.2.	Paredes externas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados	160
5.10.3.	Presiones en las superficies interiores de las paredes exteriores de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados y abiertos en la parte superior	160
5.10.4.	Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados	161
5.10.5.	Superficie inferior de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados, separados del suelo	161
5.10.6.	Cubiertas y paredes de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales agrupados	161
5.10.7.	Fuerza total de empuje en las paredes	162
5.11.	PANELES SOLARES SOBRE CUBIERTAS DE EDIFICIOS DE TODAS LAS ALTURAS CON CUBIERTAS PLANAS O A DOS AGUAS CON INCLINACIONES MENORES A 7°	162
5.12.	SOLADOS DE CUBIERTAS DE EDIFICIOS DE TODAS LAS ALTURAS CON INCLINACIONES MENORES O IGUALES A 7°	162
	PARTE 6: EDIFICIOS DE BAJA ALTURA – PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO	163
5.13.	TIPOS DE EDIFICIOS	164
5.13.1.	Procedimiento de diseño	165

5.13.2.	Campo de validez	165
5.13.3.	Revestimiento permeable al aire	165

CAPÍTULO 6. PROCEDIMIENTO DE TÚNEL DE VIENTO

6.1.	ALCANCE	209
6.2.	CONDICIONES DE ENSAYO	209
6.3.	RESPUESTA DINÁMICA	210
6.4.	EFFECTOS DE CARGA ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EDIFICIOS, OTRAS ESTRUCTURAS Y COMPONENTES	211
6.4.1.	Intervalos de recurrencia media de los efectos de carga	211
6.4.2.	Limitaciones a las velocidades de viento	211
6.4.3.	Direccionalidad del viento	211
6.4.4.	Limitaciones en las cargas	212
6.4.5.	Limitaciones en las cargas de viento para paneles solares fijos montados sobre el terreno	214
6.5.	EFFECTOS DE CARGA PARA EDIFICIOS, OTRAS ESTRUCTURAS Y COMPONENTES USADOS EN MÚLTIPLES EMPLAZAMIENTOS	215
6.5.1.	Cargas de viento	215
6.5.2.	Limitaciones en las cargas de viento para paneles solares montados en cubiertas	216
6.5.3.	Requerimiento de revisión por pares para ensayos de edificios, otras estructuras y componentes usados en múltiples emplazamientos	216
6.6.	REQUISITOS DE REVISIÓN POR PARES PARA ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO	216
6.7.	SIMULACIONES COMPUTACIONALES	217

APÉNDICE A

APÉNDICE B - COMBINACIONES DE CARGAS QUE INCLUYEN CARGA DE VIENTO

B.1.	GENERALIDADES	223
B.2.	SIMBOLOGÍA	223
B.3.	COMBINACIONES DE CARGAS PARA EL DISEÑO POR RESISTENCIA	223
B.3.1.	Campo de validez	223
B.3.2.	Combinaciones básicas	224
B.4.	COMBINACIONES DE CARGAS PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO	224
B.4.1.	Campo de validez	226
B.4.2.	Combinaciones básicas	226

APÉNDICE C - CARGAS DE VIENTO SOBRE EDIFICIOS – SPRFV PROCEDIMIENTO ENVOLVENTE

C.1.	ALCANCE	231
C.1.1.	Tipos de edificio	231
C.1.2.	Condiciones	231

C.1.3.	Limitaciones	231
C.1.4.	Protección	232
C.2.	REQUISITOS GENERALES	232
C.2.1.	Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 1	232
C.3.	CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL RESISTENTE A LA FUERZA DEL VIENTO	233
C.3.1	Presión de viento de diseño para edificios de baja altura	233
C.3.2.	Casos de carga	237
C.3.3.	Carga horizontal total	238
C.3.4.	Parapetos	238
C.3.5.	Voladizos de cubierta	239
C.3.6.	Cargas de viento de diseño mínimas	239

ANEXO I - COEFICIENTES DE FUERZA PARA ESTRUCTURAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON SECCIÓN TRANSVERSAL UNIFORME	247
---	-----

TABLA: Referencia cruzada de prescripciones de CIRSOC 102-2005 a CIRSOC 102-2025.	257
--	-----

GLOSARIO UNIFICADO DE TÉRMINOS UTILIZADOS EN TRADUCCIONES DE DOCUMENTOS EN INGLÉS. GLOSARIO “INGLÉS-ESPAÑOL”	259
---	-----

BIBLIOGRAFÍA CIRSOC 102-25	263
-----------------------------------	-----

CAPÍTULO 1. CARGAS DE VIENTO: REQUISITOS GENERALES

1.1. PROCEDIMIENTOS

Los procedimientos admitidos y los parámetros necesarios para su aplicación son los que se indican en este Capítulo.

C 1.1. PROCEDIMIENTOS

El formato y planeamiento de los requisitos de cargas de viento en este Reglamento han sido revisados significativamente desde las ediciones anteriores. La meta fue mejorar la organización, claridad y uso de los requisitos de cargas de viento, para lo cual se reorganizaron los capítulos de acuerdo con las principales áreas temáticas aplicables.

La reorganización se presenta en una secuencia lógica dirigida a la comunidad del diseño estructural. Para asistir a los usuarios en la ubicación de las prescripciones entre *CIRSOC 102-2005* y *CIRSOC 102-2025*, se provee al final del texto reglamentario una Tabla de referencia cruzada de los artículos aplicables. Asimismo, y también en lo referente al formato, el texto del Reglamento está dividido en dos columnas; la columna izquierda corresponde a la parte reglamentaria (obligatoria) mientras que la columna derecha son Comentarios (no obligatoria) cuya finalidad es dar detalles relacionados con el desarrollo o sugerencias para el cumplimiento de los requisitos reglamentarios, el análisis de algunas consideraciones que se tuvieron en cuenta al redactar el Reglamento y citas a referencias bibliográficas complementarias.

Así como la redacción de *CIRSOC 102-2005* se basó en el código *ASCE 7-98*, la presente revisión se basa en *ASCE 7-10*, e incorpora los principales cambios que aparecieron con *ASCE 7-16* y *ASCE 7-22*, así como especificaciones que provienen de otras fuentes.

A continuación, se presenta una descripción general de cada capítulo:

Capítulo 1: provee los parámetros básicos que se aplican a las diferentes metodologías de evaluación de cargas de viento delineadas en los **Capítulos 2 a 6**. Los tópicos tratados en este capítulo incluyen definiciones, velocidad básica de viento, categorías de exposición, presiones internas, clasificación de cerramientos, efectos de ráfaga y factores topográficos, entre otros.

Capítulo 2: la Parte 1 comprende el procedimiento direccional para edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas. Este procedimiento es el que se denominaba en *CIRSOC 102-2005*, “Método 2 - Procedimiento Analítico”. En la Parte 2 se encuentra el procedimiento simplificado, basado en el Procedimiento Direccional, análogo al que constituía el Capítulo 4 – Método 1 en el *CIRSOC 102-2005*.

Capítulo 3: No contiene requisitos prescriptivos. El **Capítulo 3** se correspondería con el que ocupa el capítulo 28 en *ASCE 7-22* (Cargas de viento sobre edificios – SPRFV procedimiento envolvente); sin embargo, se consideró conveniente en este Reglamento dejar en blanco el **Capítulo 3** para conservar la estructura de la numeración y pasar los contenidos del capítulo 28 de *ASCE 7-22*, procedimiento envolvente, al **Apéndice C** de este Reglamento.

Capítulo 4: accesorios de edificios y otras estructuras: este capítulo se dedica a evaluar las cargas de viento en estructuras que no son edificios tales como carteles, estructuras sobre cubiertas y torres.

Capítulo 5: componentes y revestimientos: en este Reglamento se agrupa la evaluación de cargas sobre componentes y revestimientos en un único capítulo. Se presentan métodos analíticos y simplificados basados en la altura del edificio. También se tratan disposiciones para accesorios de edificios y edificios abiertos.

Capítulo 6: procedimientos de ensayo en túnel de viento.

1.1.1. Alcance

Los edificios y otras estructuras, incluyendo el Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento (SPRFV) y todos sus Componentes y Revestimientos (C&R), se deben diseñar y construir para resistir las cargas de viento evaluadas conforme a los **Capítulos 1 a 6** de este Reglamento.

Las disposiciones de este capítulo definen los parámetros básicos de viento para el uso con las disposiciones de otros Reglamentos de Carga.

C 1.1.1. Alcance

Los procedimientos especificados en este Reglamento suministran las presiones y fuerzas de viento para el diseño del Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento (SPRFV) y para el diseño de Componentes y Revestimientos (C&R) de edificios y otras estructuras. Los procedimientos incluyen el cálculo de la presión dinámica, la consideración de la direccionalidad del viento, la selección de un factor de efecto de ráfaga apropiado, y la selección de coeficientes de presión o fuerza apropiados.

Los procedimientos tienen en cuenta para el nivel de confiabilidad estructural requerido, los efectos de diferentes exposiciones de viento, los efectos de aceleración debidos a ciertas características topográficas tales como colinas y escarpas, y el tamaño y la geometría del edificio u otra estructura que se está considerando.

Los procedimientos distinguen entre edificios u otras estructuras rígidos y flexibles, y los resultados generalmente incluyen las condiciones de carga más críticas para el diseño del SPRFV tanto como para los C&R.

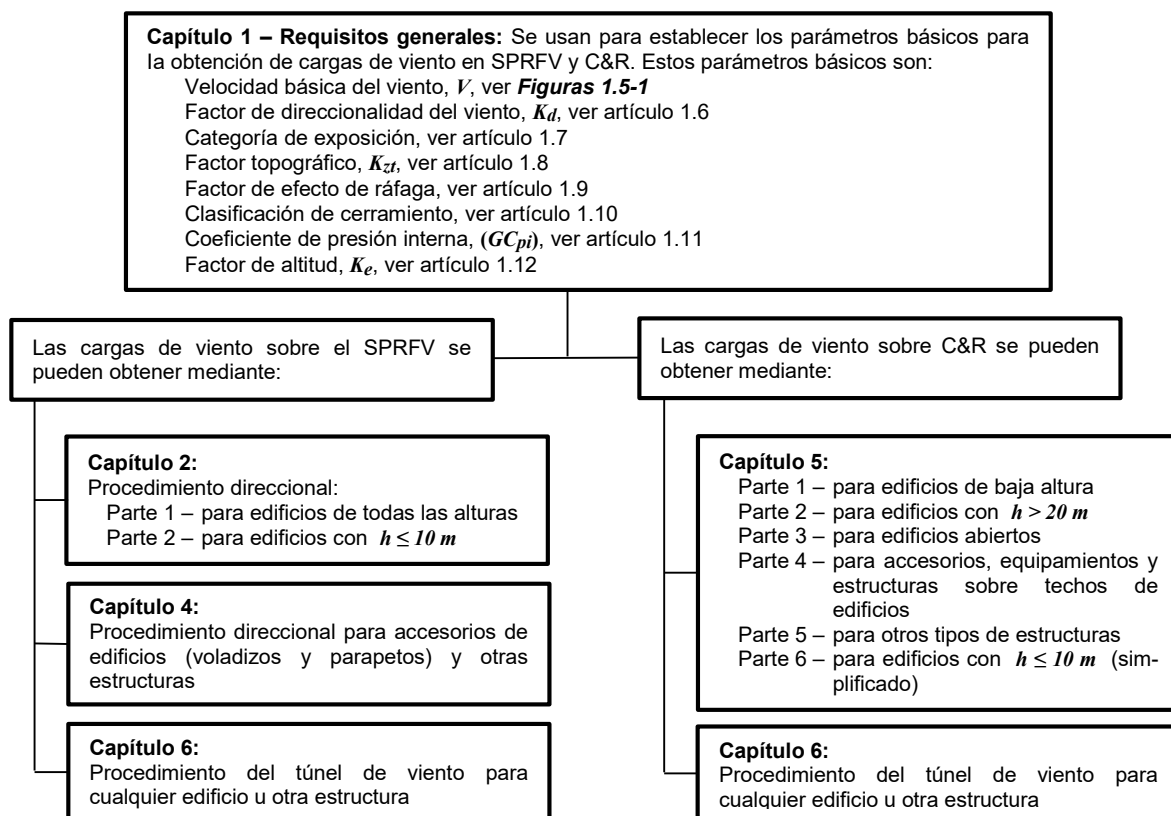
Los coeficientes de presión y fuerza que se dan en los **Capítulos 2, 4 y 5** se han reunido a partir de los últimos ensayos en túnel de viento de capa límite, de ensayos a escala natural y de bibliografía disponible previamente. Debido a que los resultados en túnel de viento de capa límite se obtuvieron para tipos específicos de edificios, tales como edificios en altura y de baja altura, se advierte al usuario en contra del intercambio indiscriminado de valores entre las tablas y figuras.

1.1.2. Procedimientos permitidos

Las cargas de viento de diseño para edificios y otras estructuras, incluyendo el Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento (SPRFV) y todos los elementos de Componentes y Revestimientos (C&R), se deben evaluar usando uno de los procedimientos que se especifican en este artículo. En la **Figura 1.1-1** se presenta un lineamiento de todo el proceso para la evaluación de las cargas de viento, incluyendo referencias a los capítulos o artículos pertinentes.

C 1.1.2. Procedimientos permitidos

La versión **CIRSOC 102-2025** del reglamento de cargas de viento suministra varios procedimientos (como se ilustra en **Figura 1.1-1**) de los que el usuario puede elegir.



Nota: Al comienzo de cada Capítulo, se presentan lineamientos adicionales y notas al usuario de procedimientos más detallados paso a paso para la evaluación de las cargas de viento.

Figura 1.1-1. Lineamientos del proceso para evaluar las cargas de viento.

1.1.2.1. Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento (SPRFV)

Las cargas de viento para el SPRFV se deben evaluar usando uno de los siguientes procedimientos:

- 1 - **Procedimiento direccional** para edificios de todas las alturas, tal como se especifica en el **Capítulo 2** para edificios que cumplan con los requisitos allí indicados.
- 2 - **Procedimiento direccional** para accesorios de edificios (estructuras sobre azoteas y equipamientos sobre azoteas) y otras estructuras (tales como paredes libres llenas, carteles libres llenos, chimeneas, tanques, carteles abiertos, entramados y torres reticuladas), tal como se especifica en el **Capítulo 4**.
- 3 - **Procedimiento de túnel de viento** para todos los edificios y todas las otras estructuras, tal como se especifica en el **Capítulo 6**.

1.1.2.2. Componentes y Revestimientos (C&R)

Las cargas de viento sobre componentes y revestimientos de todos los edificios y otras

Para SPRFV:

1. Procedimiento direccional para edificios de todas las alturas (**Capítulo 2**)
2. Procedimiento direccional para accesorios de edificios (**Capítulo 4**)
3. Procedimientos de ensayo en túnel de viento para todos los edificios y otras estructuras (**Capítulo 6**)

Para Componentes y Revestimientos:

1. Procedimiento analítico para edificios y accesorios de edificios (**Capítulo 5**)
2. Procedimientos de ensayo en túnel de viento para todos los edificios y otras estructuras (**Capítulo 6**)

Se suministran “métodos simplificados” en el cual el diseñador puede seleccionar las presiones de viento directamente de una tabla, sin necesidad de calcular, cuando el edificio cumple con todos los requisitos para la aplicación de dichos métodos. Para el SPRFV usando el Procedimiento Direccional (**Capítulo 2, Parte 2**), y para C&R usando el Procedimiento Analítico para Componentes y Revestimientos (**Capítulo 5, Parte 4**).

Limitaciones

Las disposiciones dadas en el artículo 1.1.2 se aplican a la mayoría de los emplazamientos o edificios y estructuras,

estructuras se deben diseñar usando uno de los siguientes procedimientos:

- 1 - **Procedimientos analíticos** presentados en las Partes 1 a 6, el que resulte apropiado, del **Capítulo 5**.
- 2 - **Procedimiento de túnel de viento**, como se especifica en el **Capítulo 6**.

pero para algunos proyectos, estas disposiciones pueden resultar inadecuadas. Ejemplos de emplazamientos o edificios y estructuras (o porciones de los mismos) que pueden requerir otras normas aprobadas, estudios especiales usando bibliografía reconocida que sea de aplicación relacionados con efectos de viento, o usando procedimientos de ensayo en túnel de viento del **Capítulo 6** incluyen:

1. Emplazamientos que tienen efectos de canalización o estelas debidas a obstrucciones a barlovento. Los efectos de canalización pueden ser causados por características topográficas (p. ej., garganta de una montaña) o edificios (p. ej., uno o varios edificios altos cercanos). Las estelas pueden ser causadas por colinas o por edificios u otras estructuras.
2. Edificios con formas inusuales o geometrías irregulares incluyendo cúpulas, bóvedas cilíndricas, y otros edificios cuya forma (sección transversal en planta o corte vertical) difiere significativamente de las formas en las **Figuras 2.4-1, 2.4-2, 2.4-7, AC.3-1 y 5.4-1 a 5.4-7**. Formas de geometría irregular o poco común incluyen edificios con múltiples retranqueos, fachadas curvas, o plantas irregulares resultantes de muescas o salientes significativas, aberturas a través del edificio, o edificios formados por torres múltiples conectadas entre sí mediante puentes.
3. Edificios u otras estructuras con características de respuesta que dan por resultado efectos dinámicos inducidos por vórtices y/o torsionales substanciales, o efectos dinámicos que son resultado de inestabilidades aeroelásticas tales como flameo o galope. Tales efectos dinámicos son difíciles de anticipar ya que dependen de muchos factores, pero se deben considerar cuando se cumplen una o más de las siguientes condiciones:
 - I. la altura del edificio u otra estructura supera los **120 m**.
 - II. la altura del edificio u otra estructura es mayor que **4 veces** su ancho efectivo mínimo **B_{min}** , tal como se define más abajo.
 - III. la frecuencia natural más baja del edificio u otra estructura es menor que **$n_1 = 0,25$ Hz**.
 - IV. la velocidad reducida $\frac{\bar{V}_z}{n_1 B_{min}} > 5$ donde **$\bar{z} = 0,6h$** y $\bar{V}_z$ es la velocidad media horaria en m/s a la altura $\bar{z}$.

El ancho efectivo mínimo **B_{min}** , se define como el mínimo valor de $(\sum h_i B_i) / \sum h_i$ considerando todas las direcciones del viento. Las sumatorias se efectúan sobre la altura del edificio u otra estructura para cada dirección de viento, donde **h_i** es la altura por encima del plano de referencia del nivel **i** y **B_i** es el ancho en el nivel **i** normal a la dirección del viento.

4. Puentes, grúas, líneas de transmisión eléctrica, mástiles atirantados, carteles en autopistas y estructuras de iluminación, torres de telecomunicación, y mástiles de banderas.

Cuando se emprenden estudios detallados de la respuesta dinámica a las fuerzas de viento, se deben establecer las frecuencias fundamentales del edificio u otra estructura en cada dirección en consideración usando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes en un análisis adecuadamente fundamentado. No se deben usar ecuaciones aproximadas basadas en la altura.

Protección

Debido a la falta de procedimientos analíticos confiables para predecir los efectos de protección brindados por edificios y otras estructuras o por características topográficas, en las disposiciones de este capítulo no se permiten reducciones en la presión dinámica debidas a una aparente protección o reparo.

Sin embargo, no se excluye la evaluación de los efectos de protección y las correspondientes reducciones en la presión dinámica mediante el procedimiento de ensayo en túnel de viento del **Capítulo 6**.

1.2. DEFINICIONES

Las siguientes definiciones se aplican a las disposiciones del presente Reglamento.

Aberturas: vanos u orificios en la envolvente del edificio que permiten el flujo de aire a través de dicha envolvente y que se consideran “abiertos” durante el viento de diseño, como se designa en este Reglamento.

Altura de alero, h_e : distancia desde la superficie del terreno adyacente al edificio hasta la línea de alero de la cubierta en una pared particular. Si la altura del alero varía a lo largo de la pared, se debe usar la altura promedio.

Altura media de cubierta, h : promedio entre la altura del alero de la cubierta y la altura del punto más elevado de la superficie de cubierta, excepto que, para ángulos de cubierta menores o iguales que **10°**, se puede tomar la altura media de cubierta igual a la altura del alero.

Aprobado: aceptado por la autoridad jurisdiccional.

Área efectiva de viento, A : área utilizada para evaluar (GC_p). Para componentes y revestimientos, el área efectiva de viento en las **Figuras 5.3-1, 5.3-2A a G, 5.3-4, 5.3-5A y B, 5.3-6, 5.3-8, 5.5-1, 5.5-2, 5.5-3, 5.9-1A y B, 5.9-2A y B, 5.10-2, 5.10-3 y 5.10-4**

C 1.2. DEFINICIONES

En el siguiente texto, se discuten varias definiciones importantes dadas en el reglamento. Estos términos se usan en todo el reglamento y se aportan para aclarar su aplicación en las disposiciones del mismo.

Área efectiva de viento, A : es un área que se necesita para adoptar (GC_p) en las **Figuras 4.5-7, 4.5-10, 5.3-1 a 5.3-6**. El concepto de área efectiva de viento está estrechamente ligado al de área tributaria; y a su vez, el área tributaria se define en relación a cada elemento estructural. Se entiende

es la longitud del tramo multiplicada por un ancho efectivo que no debe ser menor que un tercio de la longitud del tramo. Para sujetadores de revestimientos, el área efectiva de viento no debe ser mayor que el área que es tributaria a un sujetador individual. Para paneles solares en cubiertas, el área efectiva de viento en la **Figura 4.5-7, 4.5-8, 4.5-10** es igual al área tributaria del elemento estructural considerado, calculada con un ancho mayor o igual que un tercio de su longitud.

por área tributaria el área que recibe carga que será soportada por un elemento estructural dado. Entonces, en relación al área efectiva de viento, se presentan dos casos.

En el caso usual, el área efectiva de viento se corresponde con el área tributaria del componente 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 único fijador. Un larguero central puede recibir carga de varios paneles de revestimiento; en este caso, el área efectiva de viento es el área asociada con la carga de viento que se transfiere al larguero.

El segundo caso se presenta cuando componentes tales como paneles de cubierta, montantes de paredes, o correas están muy cercanos unos a otros. El área servida por el componente puede volverse larga y angosta. Para aproximar mejor la distribución real de cargas en tales casos, el ancho del área efectiva de viento a adoptar debe ser mayor o igual que un tercio de la longitud entre apoyos del área cargada.

Este incremento en el área efectiva de viento tiene por efecto reducir la presión promedio de viento que actúa sobre el componente. Es de notar, sin embargo, que esta área efectiva solo se usa para adoptar (GC_p) de las figuras. Una vez determinado (GC_p), la carga inducida por el viento se estima aplicando dicho (GC_p) sobre el área tributaria real del componente que se está considerando.

Para sistemas de cubierta con membrana de aislación, el área efectiva de viento es el área de un tablero de la aislación térmica (o un panel de cubierta si no se usa la aislación) si los tableros están totalmente adheridos (o la membrana está adherida directamente a la cubierta). Si el tablero de aislación o la membrana están mecánicamente fijados o parcialmente adheridos, el área efectiva de viento es el área tributaria asegurada por un único sujetador o punto individual o línea de adhesivo.

Para un sistema típico de puerta o ventana sostenido por tres o más lados, el área efectiva de viento es el área de la puerta o ventana que se está considerando. Para sistemas más complejos se deberá analizar el funcionamiento estructural para definir el área efectiva de cada elemento. En el cálculo de la presión de viento de diseño para puertas de vano simple (p. ej., puertas de cierre horizontal o puertas enrollables) puertas grandes especialmente construidas (p. ej., puertas de hangares para aviones) y sistemas de vidriados especialmente construidos, se debe usar el área efectiva de viento de cada componente estructural que forma parte del sistema de la puerta o ventana.

En conjuntos de paneles solares, el área tributaria (y el área efectiva de viento) puede depender de las características del sistema de soporte del conjunto de paneles y del camino de cargas. Para el sistema estructural de una cubierta que tenga distintos caminos para las cargas laterales, verticales hacia arriba y verticales hacia abajo, se

usa el área efectiva de viento apropiada en cada caso.

Si el sistema de soporte para el conjunto de paneles solares tiene resistencia, rigidez e interconexión adecuada para extenderse sobre un punto de soporte o lastre que está sujeto a fluencia o sustentación, el área efectiva de viento puede incrementarse en forma correspondiente, siempre y cuando las resistencias no estén gobernadas por falla frágil y se evalúa la deformación del conjunto para verificar que no resulte en un desempeño adverso. Debe notarse que las áreas de viento efectivas son mucho más pequeñas para sustentación que para fuerzas laterales (arrastre) de conjuntos lastrados.

El área efectiva de viento interviene como variable en las figuras que caracterizan (GC_p) en C&R y paneles solares para dar cuenta de la pérdida de correlación de las fluctuaciones de presión a medida que se consideran áreas de mayor tamaño.

Bibliografía reconocida: resultados de investigación publicados y artículos técnicos aprobados.

Categoría de riesgo: una categorización de edificios y otras estructuras para la evaluación de las cargas de viento basada en el riesgo asociado a un desempeño inaceptable. Ver artículo 1.14.

Colina: con respecto a los efectos topográficos en el artículo 1.8, una superficie de terreno caracterizada por fuertes relieves en cualquier dirección horizontal (Ver **Figura 1.8-1**).

Componentes y Revestimientos (C&R): elementos de la envolvente del edificio que no califican como parte del SPRFV o elementos de accesorios sobre la cubierta que no califican como parte del SPRFV.

Componentes y revestimientos: los revestimientos reciben las cargas de viento directamente. Los componentes reciben las cargas de viento de los revestimientos o directamente, y las transfieren al SPRFV. Ejemplos de revestimientos incluyen, pero no están limitados a, recubrimiento de paredes, muros cortina, revestimientos de cubierta, ventanas exteriores (fijas y operables), puertas exteriores, puertas en cubiertas, etc. Ejemplos de componentes incluyen fijaciones, correas, cabios, montantes, algunos elementos de armaduras de cubierta que reciben cargas del revestimiento, etc.

Los componentes pueden ser parte del SPRFV cuando actúan como paredes de corte o diafragmas de cubierta, pero también se pueden cargar como elementos individuales. El Proyectista o Diseñador Estructural debe usar las cargas apropiadas para el diseño de componentes, lo cual puede requerir que ciertos componentes se diseñen para más de un tipo de carga, por ejemplo, armaduras de cubiertas de grandes luces se pueden diseñar para cargas asociadas con SPRFV, y algunos elementos individuales del reticulado se deben diseñar también para cargas de componentes y revestimientos (Metha and Marshall, 1998).

Cubierta aislada: cubierta con una configuración que por lo general se conforma a las que se muestran en **Figuras 2.4-4 a 2.4-6** (cubiertas de vertiente única, a dos aguas con diedro positivo o

negativo) en un edificio abierto sin paredes de cerramiento debajo de la superficie de cubierta.

Diafragma: cubierta, piso o sistema de arriostramiento que actúa para transferir fuerzas laterales al Sistema Principal Resistente a la Fuerza de Viento. Para el análisis bajo cargas de viento, los diafragmas contruidos de losas de hormigón o losas mixtas de hormigón-acero, cada una teniendo una relación lados de **2** o menos, se pueden idealizar como rígidos. Los diafragmas contruidos de paneles estructurales de madera se pueden idealizar como flexibles.

Edificio cerrado: edificio que tiene el área total de aberturas en cada pared, que recibe presión externa positiva, menor o igual que **0,4 m²** o el **1 %** del área de la pared, lo que sea menor. Esta condición se expresa para cada pared por la siguiente expresión:

$$A_o \leq 0,01A_g \text{ o } 0,4 \text{ m}^2, \text{ el que sea menor,}$$

donde

A_o y A_g se definen para edificios abiertos.

Edificio u otra estructura flexible: edificio esbelto u otra estructura que tiene una frecuencia natural fundamental menor que **1 Hz**.

Diafragma: en *CIRSOC 102-2025* se ha agregado una definición de diafragmas para aplicaciones de cargas de viento. Debido que se espera que los diafragmas bajo cargas de viento permanezcan esencialmente elásticos, la definición es distinta que la usada para diseño sismoresistente en *INPRES-CIRSOC 103 - Parte I - 2018*, Art. 8.2.1.

Edificio cerrado, abierto, parcialmente cerrado, parcialmente abierto: estas definiciones se relacionan con la selección adecuada de coeficientes de presión interna (GC_{pi}). Los edificios “cerrados”, “parcialmente cerrados” y “abiertos” se definen específicamente. Todos los demás edificios se consideran “parcialmente abiertos” por definición, aunque puede haber grandes aberturas en dos o más paredes.

Un ejemplo podría ser un garaje para estacionamiento a través del cual el viento puede pasar fácilmente pero que no cumple con las definiciones ni de edificio abierto ni edificio parcialmente cerrado. El coeficiente de presión interna para tal edificio es $\pm 0,18$, y las presiones internas actuarán sobre las áreas llenas de las paredes y cubierta. El reglamento también especifica que un edificio que cumple con ambas definiciones de “abierto” y “parcialmente cerrado” se debe considerar “abierto”.

Edificio u otra estructura flexible: un edificio u otra estructura se considera flexible si contiene una respuesta resonante dinámica significativa. La respuesta resonante depende de la estructura de ráfaga contenida en el viento incidente, de las presiones de las cargas de viento generadas por el flujo de viento alrededor del edificio, y de las propiedades dinámicas del edificio o estructura.

La energía de ráfaga en el viento es menor en frecuencias por encima de **1 Hz**. Por tanto, la respuesta resonante de la mayoría de los edificios y estructuras con frecuencia fundamental por encima de **1 Hz**, será lo suficientemente pequeña como para que casi siempre la respuesta resonante pueda ser ignorada.

La frecuencia natural de edificios u otras estructuras con alturas mayores que **20 m** se calcula de acuerdo con los artículos 1.9.1 y 1.9.2. Cuando los edificios u otras estructuras tienen una altura que excede cuatro veces la menor dimensión horizontal o cuando hay una razón para creer que la frecuencia fundamental es menor que **1 Hz**, (período fundamental mayor que **1 s**), se debe investigar la frecuencia natural de la estructura.

El artículo C 1.9 de los Comentarios contiene expresiones aproximadas de los períodos o frecuencias naturales para varios tipos de estructuras y edificios que complementan a aquellos que se dan en el artículo 1.9.2.

Edificio de baja altura: edificio cerrado, parcialmente cerrado o parcialmente abierto que cumple con las siguientes condiciones:

- 1 - altura media de cubierta, h , menor o igual que **20 m**.
- 2 - altura media de cubierta, h , no excede la menor dimensión horizontal.

Edificio abierto: edificio que tiene cada pared abierta al menos **80 %**. Esta condición se expresa para cada pared mediante la expresión:

$$A_o \geq 0,8A_g$$

donde:

A_o área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva, en m^2 .

A_g área total de la pared en la que se identifica A_o , en m^2 .

Ver comentarios de “Edificio cerrado”.

Edificio parcialmente abierto: edificio que no cumple con los requerimientos para abierto, parcialmente cerrado, o cerrado.

Ver comentarios de “Edificio cerrado”.

Edificio parcialmente cerrado: edificio que cumple con las dos condiciones siguientes:

Ver comentarios de “Edificio cerrado”.

- 1 - el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede la suma de las áreas de aberturas en el resto de la envolvente del edificio (paredes y cubierta) por más de **10 %**.
- 2 - el área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva excede **0,4 m²** ó **1 %** del área de dicha pared, el valor que sea menor, y el porcentaje de aberturas en el resto de la envolvente del edificio no excede **20 %**.

Estas condiciones están expresadas mediante las siguientes expresiones:

- 1) $A_o > 1,10A_{oi}$
- 2) $A_o > 0,4 m^2$ ó $> 0,01A_g$, el que sea menor, y $A_{oi} / A_{gi} \leq 0,20$

donde:

A_o, A_g están definidos en edificios abiertos

A_{oi} suma de las áreas de aberturas en la envolvente del edificio (paredes y cubierta) no incluyendo A_o , en m^2

A_{gi} suma de las áreas totales de superficie de la envolvente del edificio (paredes y cubierta) no

incluyendo A_g , en m^2

Edificio u otra estructura de forma regular: edificio u otra estructura que no presenta irregularidades geométricas inusuales en forma espacial.

Edificio u otra estructura de forma regular: definir los límites de aplicación de los procedimientos dentro del reglamento requiere un balance entre la necesidad práctica de usar las disposiciones más allá del rango para el cual se obtuvieron los datos, y restringir el uso de las disposiciones más allá del rango realista de aplicación. Las disposiciones para cargas de viento se basan principalmente en ensayos en túnel de viento sobre las formas que se muestran en las *Figuras 2.4-1, 2.4-2, 2.4-7, AC.3-1 y 5.4-1 a 5.4-7*.

Numerosos ensayos en túnel de viento sobre estructuras reales bajo diseño muestran que cambios relativamente grandes a partir de estas formas pueden, en muchos casos, tener cambios menores en la carga de viento, mientras que en otros casos cambios aparentemente menores, pueden tener relativamente grandes efectos, particularmente en las presiones sobre revestimientos.

Las cargas de viento sobre formas complejas son frecuentemente menores que aquellas sobre las formas más simples de las *Figuras 2.4-1, 2.4-2, 2.4-7 y 5.4-1 a 5.4-7*, y por tanto se espera que las cargas de viento calculadas a partir de estas disposiciones comprendan la mayoría de las formas de estructuras.

Los edificios y otras estructuras que son claramente inusuales se deben diseñar usando el procedimiento de ensayo en túnel de viento del *Capítulo 6*.

Edificio u otra estructura rígido: edificio u otra estructura cuya frecuencia fundamental es mayor o igual que **1 Hz**.

Edificio u otra estructura rígido: el criterio de definición para rígido, en comparación con flexible, es que la frecuencia natural sea mayor o igual a **1 Hz**. Un lineamiento general es que la mayoría de los edificios y estructuras rígidos tienen una relación de **altura/ancho mínimo menor que 4**. Las disposiciones de los artículos 1.9.1 y 1.9.2 dan métodos para calcular la frecuencia natural (**período = 1 / frecuencia natural**), y el artículo C 1.9 de los Comentarios presenta lineamientos adicionales.

Edificio de diafragma simple: edificio en el cual ambas cargas de viento, de barlovento y sotavento, se transmiten por cubierta y conjuntos de paredes de extensión vertical, a través de diafragmas continuos de piso y cubierta, al SPRFV.

Edificio torsionalmente regular bajo carga de viento: edificio con el SPRFV en cada eje principal proporcionado de manera que el máximo desplazamiento en cada piso según el Caso 2 de la *Figura 2.4-8*, caso de carga de torsión por viento, no exceda el desplazamiento máximo en el mismo piso bajo el Caso 1 de la *Figura 2.4-8*, caso básico de carga de viento.

Envoltente del edificio: revestimientos, cubiertas, paredes exteriores, vidriados, puertas, ventanas, claraboyas y otros componentes que cierran el edificio.

Escarpa: con respecto a los efectos topográficos en el artículo 1.8, un acantilado o pendiente pronunciada que por lo general separa dos niveles o áreas de pendiente suave. Ver **Figura 1.8-1**.

Fuerza de diseño, F : fuerza estática equivalente que se usa en la evaluación de las cargas de viento para otras estructuras.

Loma: con respecto a los efectos topográficos del artículo 1.8, una elevación del terreno alargada, caracterizada por fuertes relieves en dos direcciones. Ver **Figura 1.8-1**.

Presión de diseño, p : presión estática equivalente que se usa en la evaluación de las cargas de viento para edificios.

Procedimiento direccional: procedimiento para evaluar cargas de viento sobre edificios y otras estructuras para direcciones de viento específicas, en las cuales los coeficientes de presión externa utilizados se basan en ensayos previos de túnel de viento en modelos de edificios típicos para la correspondiente dirección del viento.

Procedimiento envolvente: procedimiento para evaluar cargas de viento sobre edificios, en el cual los coeficientes de pseudo-presión externa se derivan de ensayos previos en túnel de viento en modelos de edificios típicos sucesivamente rotados a través de **360°**, tal que los casos de pseudo-presión producen acciones estructurales clave (levantamiento, corte horizontal, momentos flectores, etc.) que son envolventes de sus máximos valores entre todas las direcciones de viento posibles.

Procedimiento de simulación computacional: procedimiento que emplea dinámica de fluidos computacional para evaluar cargas de viento sobre edificios y otras estructuras, en el cual las presiones y/o fuerzas y momentos se obtienen para cada dirección del viento considerada, de un modelo del edificio u otra estructura y su entorno, según el **Capítulo 6**.

Procedimiento del túnel de viento: procedimiento para evaluar cargas de viento sobre edificios y otras estructuras, en el cual las presiones y/o fuerzas y momentos se obtienen para cada dirección del viento considerada, de un modelo del edificio u otra estructura y su entorno, según el **Capítulo 6**.

Regiones con detritus arrastrados por el viento: áreas donde se resulta necesaria la protección contra impactos para aberturas vidriadas. Ver artículo 1.10.3.

Regiones con detritus arrastrados por el viento: Las regiones donde hay detritus transportados por el viento se definen para alertar al diseñador acerca de áreas que requieren consideración del diseño contra impacto de proyectiles. Estas áreas, la norma ASCE 7 las ubica dentro de las regiones proclives a huracanes, donde hay un alto riesgo de falla en vidriados debido al impacto de detritus transportados por el viento. En Argentina no hay regiones proclives a huracanes pero se decidió conservar en el

presente reglamento los criterios de diseño contra impacto de proyectiles manteniendo la definición de las regiones dadas en 1.10.3.1, eliminando el condicionante de ser proclive a huracanes.

Sistema protector contra impacto: cobertura que ha demostrado mediante ensayos que puede resistir los impactos de proyectiles de ensayo y que está aplicada, anexada o asegurada sobre el vidriado exterior. Ver artículo 1.10.3.2.

Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento, SPRFV: conjunto de elementos estructurales destinado a brindar apoyo y estabilidad a la estructura en su totalidad. El sistema generalmente recibe cargas de viento de más de una superficie.

Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento (SPRFV): 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, armaduras de cubierta y diafragmas de cubierta son parte del sistema principal resistente a la fuerza del viento cuando colaboran en la transferencia de cargas globales. (Metha and Marshall, 1998)

Velocidad básica de viento, V : velocidad de ráfaga para un intervalo de **3 s** a **10 m** sobre el terreno, en exposición C (ver artículo 1.7.3) tal como se establece según el artículo 1.5.1.

Vidriado: vidrio o láminas plásticas transparentes o translúcidas utilizadas en ventanas, puertas, claraboyas o muros cortina.

Vidriado resistente a impacto: vidriado que demostró mediante un método aprobado de ensayo que puede resistir el impacto de proyectiles de ensayo. Ver artículo 1.10.3.2 y Comentarios C 1.10.3.2.1.

1.3. SIMBOLOGÍA

Los siguientes símbolos se aplican en el presente Reglamento.

A	área efectiva de viento, en m^2
A_f	área de edificios abiertos y otras estructuras, normal a la dirección del viento o proyectada sobre un plano normal a la dirección del viento, en m^2
A_g	área total de la pared en la cual se identifica A_o , en m^2
A_{gi}	suma de las áreas totales de superficies de la envolvente del edificio (paredes y cubierta), no incluyendo A_g , en m^2
A_n	área normalizada de viento para paneles solares en cubiertas en la Figura 4.5-7

C 1.3. SIMBOLOGÍA

En estos Comentarios se utilizan los siguientes símbolos y notaciones adicionales.

A_o	área total de aberturas en una pared que recibe presión externa positiva, en m ²	A_{ob}	área promedio de terreno abierto que rodea cada obstrucción
A_{og}	área total de aberturas de la envolvente del edificio, en m ²		
A_{oi}	suma de las áreas de aberturas de la envolvente del edificio (paredes y cubierta), no incluyendo A_o , en m ²		
A_s	área total de una pared libre llena o un cartel libre lleno, en m ²		
a	ancho de la zona asociada al coeficiente de presión, en m		
B	dimensión horizontal de un edificio medida normal a la dirección del viento, en m		
$\bar{b}$	factor de velocidad media horaria de viento en la expresión (1.9-16), Tabla 1.9-1		
$\hat{b}$	factor de velocidad de ráfaga de 3 seg , Tabla 1.9-1		
C_f	coeficiente de fuerza que se debe usar en la evaluación de las cargas de viento para otras estructuras		
C_N	coeficiente de presión neta que se debe usar en la evaluación de las cargas de viento para edificios abiertos		
C_p	coeficiente de presión externa que se debe usar en la evaluación de las cargas de viento para edificios		
c	factor de intensidad de turbulencia en la expresión (1.9-7), Tabla 1.9-1		
D	diámetro de una estructura de sección circular o componente de sección circular, en m		
D'	profundidad de elementos salientes, tales como nervaduras y ribete, en m		
d_0	distancia horizontal medida normalmente entre el borde de un panel y el borde del edificio, ignorando cualquier equipamiento de cubierta, en la Figura 4.5-7 , en m		
d_1	distancia horizontal medida normalmente entre borde de un panel y el conjunto adyacente, ignorando cualquier equipamiento de cubierta, en la Figura 4.5-7 , en m		

d_2 distancia horizontal entre borde de un panel y el borde más próximo en la siguiente fila de paneles, en la **Figura 4.5-7**, en m

F fuerza de viento de diseño para otras estructuras, en N

G factor de efecto de ráfaga

G_f factor de efecto de ráfaga para SPRFV para edificios y otras estructuras flexibles

(GC_p) producto del coeficiente de presión externa y del factor de efecto de ráfaga que se debe usar en la evaluación de cargas de viento para edificios (ver **Nota 1** al final de este artículo)

(GC_{pf}) producto del coeficiente de presión externa equivalente y del factor de efecto de ráfaga que se usará en la determinación de las cargas de viento para sistemas principales resistentes a la fuerza del viento en edificios de baja altura. Este producto no puede ser separado

(GC_{pi}) producto del coeficiente de presión interna y del factor de efecto de ráfaga que se debe usar en la evaluación de cargas de viento para edificios (ver **Nota 1** al final de este artículo)

(GC_{pn}) coeficiente de presión neta combinada para un parapeto

(GC_p) producto del coeficiente de presión externa y del factor de efecto de ráfaga que se debe usar en la evaluación de cargas de viento para estructuras sobre cubiertas

(GC_{rn}) coeficiente de presión neta para paneles solares sobre cubiertas, en las expresiones (4.5-5) y (4.5-6)

$(GC_{rn})_{nom}$ coeficiente nominal de presión neta para paneles solares sobre cubiertas en la **Figura 4.5-7**

g_Q factor de pico para la respuesta base en las expresiones (1.9-6) y (1.9-10)

g_R factor de pico para la respuesta resonante en la expresión (1.9-10)

g_v factor de pico para la respuesta al viento en expresiones (1.9-6) y (1.9-10)

H altura de la loma, colina o escarpa en **Figura 1.8-1**, en m

h altura media de cubierta de un edificio o altura de otra estructura, excepto para un

	ángulo de cubierta θ menor o igual que 10° en que se usará la altura de alero, en m
h_1	altura del borde inferior de un panel solar sobre la cubierta, en m
h_2	altura del borde superior de un panel solar sobre la cubierta, en m
h_e	altura del alero de cubierta en una pared particular, o altura promedio si el alero varía a lo largo de la pared
h_p	altura hasta el borde superior del parapeto en Figura 2.6-4 y 5.7-1
h_{pt}	altura media del parapeto sobre la superficie de cubierta adyacente para usar con la expresión (4.5-6), en m
I_z	intensidad de la turbulencia en la expresión (1.9-7)
K_1, K_2, K_3	multiplicadores topográficos en la Figura 1.8-1 para obtener K_{zt}
K_d	factor de direccionalidad del viento en Tabla 1.6-1
K_e	factor de altitud del terreno
K_h	coeficiente de exposición para la presión dinámica evaluado a la altura $z = h$
K_z	coeficiente de exposición para la presión dinámica evaluado a la altura z
K_{zt}	factor topográfico definido en el artículo 1.8
L	dimensión horizontal de un edificio medida paralela a la dirección del viento, en m
L_b	longitud normalizada del edificio, para usar con la Figura 4.5-7
L_h	distancia a barlovento medida desde la cresta de una loma, colina o escarpa, en la Figura 1.8-1 , hasta el punto donde la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la loma, colina o escarpa, en m
L_p	longitud de la cuerda del panel para uso con paneles solares de cubierta en la Figura 4.5-7 , en m
L_r	dimensión horizontal del extremo en esquina para una pared libre llena o un cartel libre lleno en la Figura 4.4-1 , m

L_z	escala de longitud integral de la turbulencia evaluada a la altura z , en m		
ℓ	factor de escala de longitud integral de Tabla 1.9-1 , en m		
N_1	frecuencia reducida que se obtiene de la expresión (1.9-14)		
		n	período de referencia, en años
n_1	frecuencia natural fundamental del edificio, en Hz		
n_a	límite inferior aproximado de la frecuencia natural, en Hz, artículo 1.9.2		
p	presión de diseño que se debe usar en la evaluación de cargas de viento para edificios, en N/m ²		
		P_a	probabilidad anual de que la velocidad del viento exceda una magnitud dada, (expresión (C 1.5-8))
P_L	presión de viento actuando en la cara a sotavento en la Figura 2.4-8 , en N/m ²		
		P_n	probabilidad de exceder la velocidad de viento de diseño durante n años, (expresión (C 1.5-8))
p_p	presión neta combinada sobre un parapeto según la expresión (2.4-5), en N/m ²		
P_W	presión de viento actuando en la cara a barlovento en la Figura 2.4-8 , en N/m ²		
Q	factor de respuesta base obtenido de la expresión (1.9-8)		
q	presión dinámica, en N/m ²		
q_h	presión dinámica evaluada a la altura $z = h$, en N/m ²		
q_i	presión dinámica para la evaluación de la presión interna, en N/m ²		
q_p	presión dinámica en el borde superior del parapeto, en N/m ²		
q_z	presión dinámica evaluada a la altura z sobre el nivel del terreno, en N/m ²		
R	factor de respuesta resonante obtenido de la expresión (1.9-12)		
r	relación flecha/luz para cubiertas abovedadas		
R_B, R_h, R_L	valores en las expresiones (1.9-15 a-b)		

R_i factor de reducción según la expresión (1.11-1)

R_n valor de la expresión (1.9-13)

s dimensión vertical de una pared libre llena o un cartel libre lleno en la **Figura 4.4-1**, en m

S_{ob} área frontal promedio presentada al viento por cada obstrucción

V velocidad básica de viento obtenida de las **Figuras 1.5-1A a 1.5-1D**, en m/s. La velocidad básica de viento corresponde a la velocidad de ráfaga de **3 segundos a 10 m** sobre el nivel del terreno para exposición de Categoría C

V_i volumen interno no dividido, en m³

V_t velocidad del viento promediada sobre t segundos (**Figura C 1.5-1**), en m/s

$\bar{V}_z$ velocidad media horaria del viento a la altura $\bar{z}$, en m/s

V_{3600} velocidad media del viento promediada en 1 hora (**Figura C 1.5-1**), en m/s

W_L ancho del edificio en su lado más largo en la **Figura 4.5-7**, en m

W_S ancho del edificio en su lado más corto en la **Figura 4.5-7**, en m

x distancia tomada desde la cima en dirección de barlovento o de sotavento en **Figura 1.8-1**, en m

z altura sobre nivel del terreno, en m

$\bar{z}$ altura equivalente de la estructura, en m

z_g altura nominal de la capa límite atmosférica utilizada en este Reglamento. Sus valores se presentan en **Tabla 1.9-1**

z_{min} constante de exposición en **Tabla 1.9-1**

α exponente para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de **3 seg** en **Tabla 1.9-1**

$\hat{\alpha}$ inversa de α en **Tabla 1.9-1**

$\bar{\alpha}$ exponente para la ley potencial de la velocidad media horaria del viento en la expresión (1.9-16) obtenido de **Tabla 1.9-1**

β	relación de amortiguamiento, fracción del amortiguamiento crítico para edificios y otras estructuras
γ_c	factor de cuerda del panel para uso con paneles solares de cubierta en la expresión (4.5-6)
γ_E	factor de borde del conjunto para uso con paneles solares de cubierta en la Figura 4.5-7 y la expresión (4.5-6)
γ_p	factor de altura del parapeto para uso con paneles solares de cubierta en la expresión (4.5-6)
ε	relación del área llena al área total para paredes libre llenas, carteles llenos, carteles abiertos, caras de torres reticuladas o estructuras de celosía
$\bar{\varepsilon}$	exponente para la ley potencial de la escala de longitud integral en la expresión (1.9-9) obtenido de Tabla 1.9-1
η	valor utilizado en las expresiones (1.9-15 a-b), ver artículo 1.9.5
θ	ángulo del plano de la cubierta respecto a la horizontal, en grados
v	relación altura/ancho para carteles llenos
ω	ángulo que forma el panel solar con la superficie del techo en la Figura 4.5-7 , en grados

ξ exponente de modo

Nota 1: En este Reglamento, a los productos (GC_p) y (GC_{pi}) se los llama coeficientes de presión externa y coeficientes de presión interna respectivamente, debido a que los valores dados en las Tablas y Figuras con el mismo nombre, incluyen al factor de efecto de ráfaga del cual no se pueden separar, tal como se aclara en los casos correspondientes.

1.4. GENERALIDADES

C 1.4. GENERALIDADES

1.4.1. Convención de signos

La presión positiva actúa hacia la superficie y la presión negativa actúa alejándose de la superficie.

1.4.2. Condición crítica de carga

Los valores de las presiones internas y externas se deben combinar algebraicamente para producir la carga más crítica.

1.4.3. Presiones de viento actuando sobre caras opuestas de cada superficie del edificio

En el cálculo de las cargas de viento de diseño para SPRFV y para componentes y revestimientos de edificios, se debe tener en cuenta la suma algebraica de las presiones que actúan sobre las caras opuestas de cada superficie del edificio.

C 1.4.3. Presiones de viento actuando sobre caras opuestas de cada superficie del edificio

El artículo 1.4.3 se incluye en este Reglamento para asegurar que las presiones internas y externas que actúan sobre la superficie de un edificio se toman en cuenta al evaluar una presión neta a partir de la suma algebraica de aquellas presiones. Para información adicional sobre la aplicación de la presión de viento neta en componentes y revestimientos actuantes a través de un sistema envolvente de capas múltiples de un edificio, incluyendo revestimiento permeable al aire, referirse al artículo C 5.1.5.

1.5. MAPA DE RIESGO DE VIENTO

C 1.5. MAPA DE RIESGO DE VIENTO

1.5.1. Velocidad básica de viento

La velocidad básica de viento, V , que se usa en la evaluación de las cargas de viento de diseño sobre edificios y otras estructuras se debe adoptar mediante las **Figuras 1.5-1 A-D** de la siguiente manera, excepto lo expuesto en los artículos 1.5.2 y 1.5.3.

- Para Categoría de Riesgo II usar la **Figura 1.5-1A**
- Para Categoría de Riesgo III y IV usar la **Figura 1.5-1B**
- Para Categoría de Riesgo I usar la **Figura 1.5-1C**

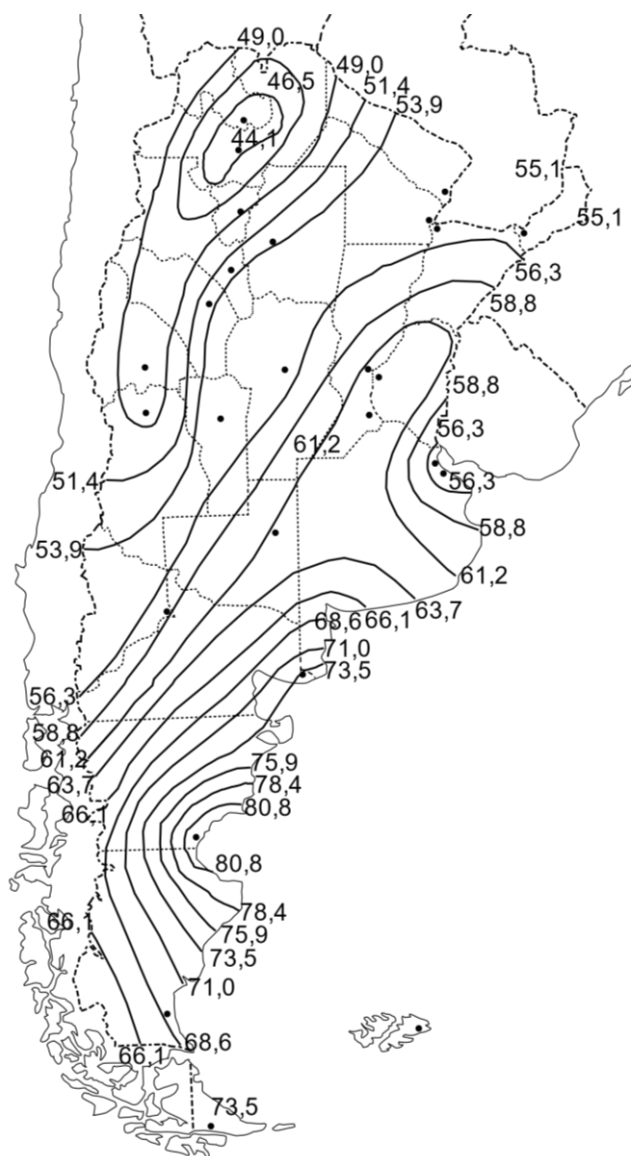
Se supone que el viento viene de cualquier dirección horizontal. La velocidad básica de viento se debe incrementar donde los registros o la experiencia indican que las velocidades de viento son mayores que las reflejadas en las **Figuras 1.5-1 A-D**.

C 1.5.1. Velocidad básica de viento

Esta edición 2025 de **CIRSOC 102**, se aparta de las ediciones previas al proveer mapas de viento que son directamente aplicables para determinar presiones para los enfoques de diseño por resistencia. En vez de usar un solo mapa con factores de importancia y factores de carga para cada categoría de riesgo de edificios, en esta edición hay diferentes mapas para diferentes categorías de riesgo de edificios.

La decisión de cambiar a múltiples mapas de diseño por resistencia en conjunción con un factor de carga de viento de **1,0** en lugar de usar un único mapa junto con un factor de importancia y un factor de carga de **1,6** (o **1,5**) se apoya sobre varios factores que son importantes para una especificación de viento más precisa:

1. Un mapa de velocidad de viento a nivel de estado límite último pone el abordaje de las cargas de viento a la par del usado para las cargas sísmicas, en tanto que ambos apuntan a alcanzar un riesgo uniforme (es decir la consecuencia del evento) más que una amenaza uniforme (la ocurrencia del evento) y elimina el uso del factor de carga para el diseño por resistencia.
2. Contar con mapas separados elimina inconsistencias que aparecen con el uso de factores de importancia, que en realidad varían con la locación, y permite la distinción geográfica de zonas de diferente régimen climático, como por ejemplo la Región Patagónica y la Región NOA, como una función del intervalo de recurrencia media.
3. Cada mapa tiene los mismos períodos de retorno para las velocidades de viento de diseño en todas las zonas.
4. Los nuevos mapas, al suministrar la velocidad de viento de diseño directamente, informan más claramente a los propietarios y sus consultores acerca de las intensidades de tormentas para las cuales se realizan los diseños.



Notas:

1. Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de **3 segundos** en m/s a **10 m** sobre el terreno para Categoría de Exposición C.
2. Es aplicable la interpolación lineal entre contornos de velocidades del viento.
3. En islas, áreas costeras y fronteras terrestres fuera del último contorno, se debe usar este último contorno de velocidad del viento.
4. Los terrenos montañosos, quebradas, promontorios marinos y regiones especiales de viento se deben examinar para condiciones inusuales de viento.
5. Las velocidades del viento de este mapa tienen aproximadamente un **6,9 %** de probabilidad de ser excedidas en **50 años**. La probabilidad de excedencia anual es de **0,00143** y el período de retorno **700 años**.

Figura 1.5-1A. Velocidad básica del viento para edificios y otras estructuras de Categoría de Riesgo II.

Selección de los períodos de retorno

Los períodos de retorno adoptados para los nuevos mapas de viento son los mismos que aparecen con la norma ASCE 7-10. Se describe a continuación cómo el comité de ASCE decidió usar estos períodos.

En el desarrollo del mapa de velocidad de viento de diseño usado en ASCE 7-98 hasta 7-05, la Subcomisión de Cargas de Viento (WLSC), evaluó el factor de importancia de huracanes, I_H , que había estado en uso en las normas de EEUU desde 1982.

La comisión de trabajo reconoció que el uso de un valor uniforme del factor de importancia de huracanes probablemente no era apropiado porque el riesgo varía con la ubicación a lo largo de la costa.

Para determinar los períodos de retorno a ser usados en el nuevo enfoque del mapa, la comisión de trabajo necesitaba evaluar períodos de retorno representativos para velocidades de viento determinadas de acuerdo con ASCE 7-05 y anteriores, donde la determinación de presiones apropiadas para el diseño por resistencia comenzaba con velocidades de viento mapeadas, pero involucrando la multiplicación por factores de importancia y por un factor de carga de viento para alcanzar presiones que eran apropiadas para el diseño por resistencia. Más aún, se suponía que la variabilidad de la velocidad del viento domina el cálculo del factor de carga de viento. La carga de viento del diseño por resistencia, W_T , está dada como:

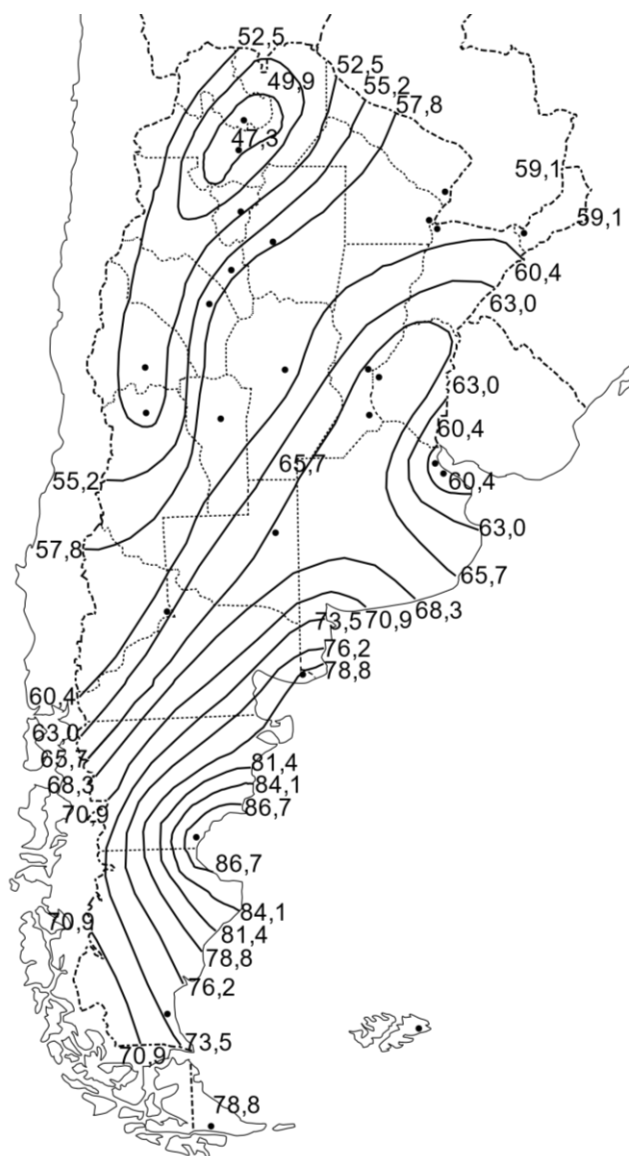
$$W_T = C_F V_{50}^2 W_{LF} I \quad \text{C 1.5-1}$$

donde:

- C_F coeficiente específico del edificio, componente o estructura que incluye los efectos de aspectos tales como altura del edificio, geometría, terreno y factor de ráfaga tal como se computa usando los procedimientos delineados en ASCE 7.
- V_{50} velocidad de viento de diseño para el período de retorno de **50 años**.
- W_{LF} factor de carga de viento.
- I factor de importancia.

La comisión de trabajo razonó que la probabilidad anual de exceder carga de viento de diseño por resistencia en regiones de huracanes y no proclives a huracanes en EEUU debería ser la misma. Para lograr esto, la comisión de trabajo buscó determinar el período de retorno asociado con la velocidad de viento que producía la carga de diseño por resistencia en una región representativa no proclive a huracanes.

Comenzando con el período de retorno nominal de **50 años**, en la mayoría de las regiones no proclives a huracanes de EEUU, para los mapas definidos en ASCE 7-



Notas:

1. Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de **3 segundos** en m/s a **10 m** sobre el terreno para Categoría de Exposición C.
2. Es aplicable la interpolación lineal entre contornos de velocidades del viento.
3. En islas, áreas costeras y fronteras terrestres fuera del último contorno, se debe usar este último contorno de velocidad del viento.
4. Los terrenos montañosos, quebradas, promontorios marinos y regiones especiales de viento se deben examinar para condiciones inusuales de viento.
5. Las velocidades del viento de este mapa tienen aproximadamente un **2,9 %** de probabilidad de ser excedidas en **50 años** y un **5,7 %** en **100 años**. La probabilidad de excedencia anual es de **0,00059** y el período de retorno **1.700 años**.

Figura 1.5-1B. Velocidad básica del viento para edificios y otras estructuras de Categoría de Riesgo III y IV.

98 hasta ASCE 7-05, la relación de la velocidad de viento para cualquier período de retorno con la velocidad de viento de **50 años** de período de retorno, se computa según Peterka y Shahid (1998):

$$V_T / V_{50} = [0,36 + 0,1 \ln (12T)] \quad C 1.5-2$$

donde:

T período de retorno en años
 V_T velocidad de viento para el período de retorno de T -años

En las regiones que no son proclives a huracanes de EEUU, la carga de viento de diseño por resistencia, W_T , ocurre cuando:

$$W_T = C_F V_T^2 = C_F V_{50}^2 W_{LF} \quad C 1.5-3$$

Por lo tanto

$$V_T / V_{50} = [0,36 + 0,1 \ln (12T)] = \sqrt{W_{LF}} \quad C 1.5-4$$

De la expresión (C 1.5-4), el período de retorno T asociado con la velocidad de viento del diseño por resistencia en la porción no proclive a huracanes de los EEUU es:

$$T = 0,00228 e^{(10 \sqrt{W_{LF}})} \quad C 1.5-5$$

Usando el factor de carga de viento de **1,6** como se especifica en ASCE 7-05, de la expresión (C 1.5-5) se obtiene $T = 709$ años y por lo tanto:

$$V_{design} = V_{709} / \sqrt{W_{LF}} \approx V_{700} / \sqrt{W_{LF}}$$

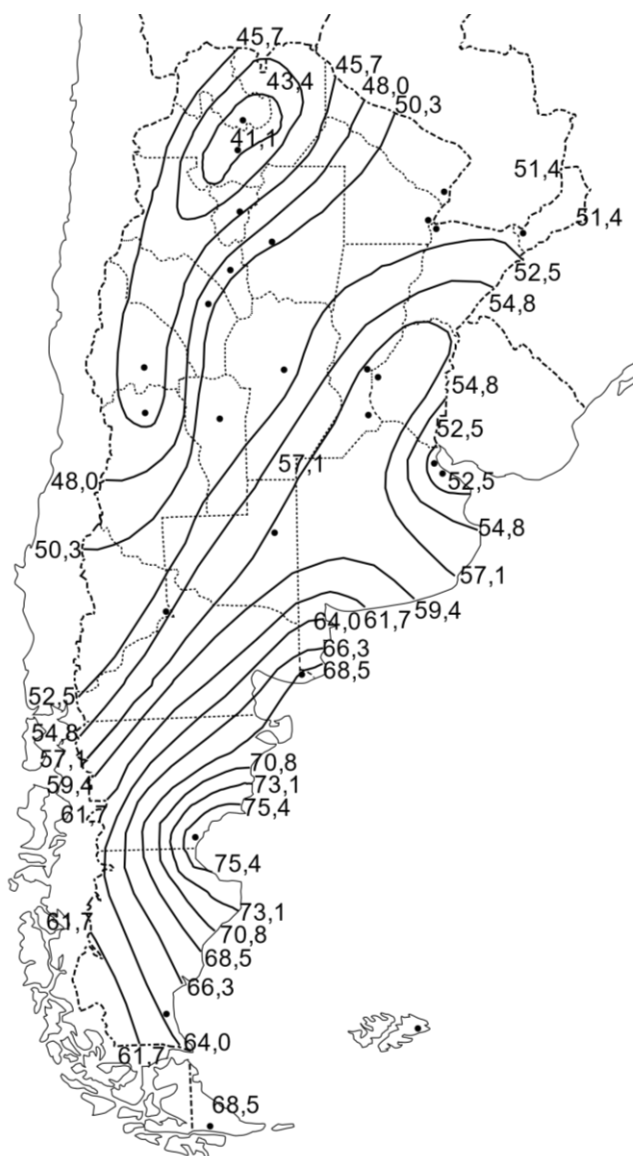
Así, para las estructuras de categoría de riesgo II, la velocidad básica de viento está asociada con un período de retorno de **700 años**, o una probabilidad de excedencia anual de **0,0014**.

El factor de importancia usado en ASCE 7-05 y versiones anteriores para el cómputo de las cargas de viento para el diseño de estructuras de categorías de riesgo III y IV está definido de tal manera que la velocidad de viento no asociada a huracanes con período de retorno nominal de **50 años** se incrementa para ser representativa de un valor con período de retorno de **100 años**.

Siguiendo el enfoque usado previamente para estimar el período de retorno resultante del diseño por resistencia efectiva asociado con una velocidad básica de diseño de **50 años**, en el caso de la velocidad básica de viento con un período de retorno de **100 años** en las regiones no proclives a huracanes, encontramos que:

$$T = 0,00228 e^{(10 (V_{100}/V_{50}) \sqrt{W_{LF}})} \quad C 1.5-6$$

Donde para V_{100}/V_{50} calculado de la expresión (C 1.5-4)



Notas:

1. Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de **3 segundos** en m/s a **10 m** sobre el terreno para Categoría de Exposición C.
2. Es aplicable la interpolación lineal entre contornos de velocidades del viento.
3. En islas, áreas costeras y fronteras terrestres fuera del último contorno, se debe usar este último contorno de velocidad del viento.
4. Los terrenos montañosos, quebradas, promontorios marinos y regiones especiales de viento se deben examinar para condiciones inusuales de viento.
5. Las velocidades del viento de este mapa tienen aproximadamente un **6,5 %** de probabilidad de ser excedidas en **20 años** y un **15,4 %** en **50 años**. La probabilidad de excedencia anual es de **0,00334** y el período de retorno **300 años**.

Figura 1.5-1C. Velocidad básica del viento para edificios y otras estructuras de Categoría de Riesgo I.

con $W_{LF} = 1,6$, encontramos $T = 1.697$ años. En el desarrollo de la expresión (C 1.5-6), el término $(V_{100}/V_{50})\sqrt{W_{LF}}$ reemplaza al $\sqrt{W_{LF}}$ usado en la expresión (C 1.5-5), dando por resultado efectivo un factor de carga más alto para estructuras con categoría de riesgo III y IV igual a $W_{LF}(V_{100}/V_{50})^2$.

Así para estructuras con categoría de riesgo III y IV, la velocidad básica de viento está asociada con un período de retorno de **1.700 años**, o una probabilidad anual de excedencia de **0,000588**. De manera similar, la velocidad de viento del período de retorno de **25 años** asociada con edificios de categoría de riesgo I iguala a una velocidad de viento de un período de retorno de **300 años** con un factor de carga de viento de **1,0**.

Velocidades de viento

Los mapas de velocidades de viento de las **Figuras 1.5-1 A-D** presentan las velocidades básicas de viento para Argentina. Las velocidades de viento corresponden a la velocidad de ráfaga de **3 segundos** a **10 m** sobre el nivel del terreno para categoría de exposición C. Se basan en el mapa del **CIRSOC 102-2005** y han sido confeccionados de tal manera, que las cargas resultantes para cada tipo de estructura sean las mismas que se obtendrían aplicando el **CIRSOC 102-2005**. Es decir, no se ha incorporado nueva información meteorológica ni se ha alterado el nivel de seguridad implícito en el proceso de cálculo respecto de la edición 2005. El mapa de **CIRSOC 102-2005** fue preparado a partir de datos de velocidades de ráfaga de **3 s** de duración tomadas de **51 estaciones meteorológicas** donde se disponía de datos de buena calidad, principalmente del período 1969-1990 (Viollaz, 1997). Debido a que las velocidades de viento de las **Figuras 1.5-1 A-D** reflejan las condiciones de aeropuertos y terrenos abiertos similares, no tienen en cuenta los efectos de características topográficas significativas como las descritas en el artículo 1.8. Para cada una de esas **51 estaciones** Viollaz extrajo una serie de máximos anuales y ajustó una función de distribución de valores extremos máximos de Fisher-Tippett tipo I (Gumbel), usando el Método de los Momentos para determinar los parámetros de la distribución. Una vez obtenidos los parámetros, determinó la velocidad básica V_{50} asociada a un período de recurrencia de **50 años**.

Posteriormente, Altinger (1997) estableció las isolíneas que serían compatibles con los valores propuestos por Viollaz y con la física de los procesos atmosféricos sobre Argentina.

Los mapas de las **Figuras 1.5-1 A-D** corresponden a períodos de recurrencia de **300, 700 y 1700 años**. Al aumentar el período de recurrencia, aumentan los valores de V . Esta diferencia respecto de la anterior versión de **CIRSOC 102** se compensa con la eliminación del factor de importancia y con el cambio del valor del Factor de Carga de Viento de **1,6** (o **1,5**) a **1,0**. Los valores de las **Figuras 1.5-1 A-D** se obtuvieron mediante la expresión:

CIUDAD	CATEGORÍA DE RIESGO		
	I	II	III y IV
	V (m/s)		
BAHIA BLANCA	62,8	67,4	72,2
BARILOCHE	52,5	56,3	60,4
BUENOS AIRES	51,4	55,1	59,1
CATAMARCA	49,1	52,7	56,5
COMODORO RIVADAVIA	77,1	82,7	88,7
CORDOBA	51,4	55,1	59,1
CORRIENTES	52,5	56,3	60,4
FORMOSA	51,4	55,1	59,1
LA PLATA	52,5	56,3	60,4
LA RIOJA	50,3	53,9	57,8
MAR DEL PLATA	58,3	62,5	67,0
MENDOZA	44,6	47,8	51,2
NEUQUEN	54,8	58,8	63,0
PARANA	59,4	63,7	68,3
POSADAS	51,4	55,1	59,1
RAWSON	68,5	73,5	78,8
RESISTENCIA	51,4	55,1	59,1
RIO GALLEGOS	68,5	73,5	78,8
ROSARIO	57,1	61,2	65,7
SALTA	40,0	42,9	46,0
SAN JUAN	45,7	49,0	52,5
SAN LUIS	51,4	55,1	59,1
SAN MIGUEL DE TUCUMAN	45,7	49,0	52,5
SAN SALVADOR DE JUJUY	38,8	41,6	44,7
SANTA FE	58,3	62,5	67,0
SANTA ROSA	57,1	61,2	65,7
SANTIAGO DEL ESTERO	49,1	52,7	56,5
USHUAIA	68,5	73,5	78,8
VIDMA	68,5	73,5	78,8

Figura 1.5-1D. Velocidades básicas del viento en ciudades.

$$V_T = \sqrt{1,5 (V_{50})^2 I} \quad \text{C 1.5-6.1}$$

donde V_{50} es la velocidad básica de viento de **CIRSOC 102-2005**. El Factor de Importancia fue **0,87**; **1** y **1,15** para **300**, **700** y **1700 años**, respectivamente. El Factor de Carga de Viento no es uniformemente **1,6** en todos los reglamentos, por ejemplo, en **CIRSOC 301** es **1,5**. Esta comisión optó por el valor **1,5** en la expresión (C 1.5-6.1). La decisión se basó en considerar que en el ámbito de las estructuras metálicas, que suelen ser más sensibles a la acción del viento, está asentada la práctica del factor de mayoración **1,5** que emplea el **CIRSOC 301-05**. Por otro lado, tanto este valor del factor de mayoración como el de **1,6** que adopta el **CIRSOC 201-05** surgen como un recurso de compromiso para resumir toda la información meteorológica de un país en un único factor. Esta situación se tornará abstracta cuando los futuros mapas, en proceso de elaboración, provengan del ajuste de las series estadísticas para cada estación meteorológica, reflejando de esta forma las particularidades de la climatología de cada lugar con curvas que no tendrán el mismo trazado en el mapa para cada recurrencia.

Velocidades de viento para servicio

Para aplicaciones de servicio tales como deformaciones y habitabilidad, u otras aplicaciones, puede resultar deseable usar velocidades de viento asociadas con intervalos de recurrencia media diferentes de aquellos dados en las **Figuras 1.5-1A a 1.5-1D**.

Para lograr esto, la edición previa de **CIRSOC 102** proveía una tabla en los comentarios con factores que permitían al usuario ajustar velocidades básicas de viento de diseño (previamente tenían un **período de 50**) a velocidades de viento asociadas con otros períodos de retorno.

Para aplicaciones de servicio tales como deformaciones y habitabilidad, u otras aplicaciones, el capítulo de Comentarios del **Apéndice B** presenta mapas de velocidades pico de ráfaga de viento a **10 m** sobre el terreno en condiciones de exposición C para períodos de retorno de **10**, **25**, **50** y **100 años**.

La probabilidad P_n 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:

$$P_n = 1 - (1 - P_a)^n \quad \text{C 1.5-7}$$

donde

$$P_n = 1 - e^{(-1/IRM)} \quad \text{C 1.5-8}$$

Para un **Intervalo de Recurrencia Media (IRM)** de alrededor de **10 años** o mayor, P_a es adecuadamente aproximada por la recíproca del intervalo de recurrencia media, esto es $P_a \approx 1/IRM$.

Como ejemplo, si una velocidad de viento está basada en una probabilidad anual $P_a = 0,02$ (*IRM de 50 años*), existe una probabilidad de **0,40** que esta velocidad sea igualada o excedida durante un período de **25 años**, y una probabilidad de **0,64** que sea igualada o excedida durante un período de **50 años**.

De manera similar, si una velocidad de viento está basada en $P_a = 0,00143$ (*IRM de 700 años*), existe una probabilidad de **3,5 %** que esta velocidad sea igualada o excedida durante un período de **25 años**, y una probabilidad de **6,9 %** que sea igualada o excedida en un período de **50 años**.

Algunos productos se han diseñado usando velocidades de viento que son consistentes con los diseños por tensiones admisibles, así como existen métodos de ensayo que usan este enfoque. De la **Figura C AB.4.2-1** se pueden obtener las velocidades de viento de diseño de **CIRSOC 102-05**, que son compatibles con estos informes de evaluación de productos y métodos de ensayo.

1.5.2. Regiones especiales de viento

Los terrenos montañosos, gargantas y las regiones especiales de viento que se muestran en las **Figuras 1.5-1 A-D** se deben examinar para condiciones inusuales de viento. Si es necesario, la autoridad jurisdiccional debe ajustar los valores dados en las **Figuras 1.5-1 A-D** para tener en cuenta velocidades de viento locales más elevadas. Tal ajuste se debe basar en información meteorológica y una estimación de la velocidad básica de viento obtenida de acuerdo con las disposiciones del artículo 1.5.3.

C 1.5.2. Regiones especiales de viento

Aunque el mapa de velocidades de viento de las **Figuras 1.5-1 A-D** es válido para la mayoría de las regiones del país, hay regiones especiales en las cuales se conoce que existen particularidades en las velocidades de viento. Vientos soplando sobre cadenas montañosas o a través de gargantas o valles de ríos en estas regiones especiales, pueden desarrollar velocidades que son substancialmente mayores que los valores indicados en el mapa.

Al seleccionar velocidades básicas de viento en estas regiones especiales, se recomienda el uso de datos climáticos regionales y la consulta con un ingeniero en vientos o un meteorólogo.

También es posible que las particularidades en velocidades de viento existan en una escala micrometeorológica. Por ejemplo, en el artículo 1.8, se trata la aceleración del viento sobre cumbres de colinas y escarpas. Las velocidades de viento sobre terrenos complejos se pueden determinar mejor mediante simulaciones, tal como se describe en el **Capítulo 6**.

Los ajustes de velocidades de viento deberían hacerse a escala micrometeorológica sobre la base de ingeniería de viento o recomendación meteorológica y usarse de acuerdo con las disposiciones del artículo 1.5.3 cuando tales ajustes estén garantizados.

1.5.3. Estimación de la velocidad básica de viento a partir de datos climáticos regionales

Los datos climáticos regionales sólo se deben usar en lugar de las velocidades básicas de viento dadas en las **Figuras 1.5-1 A-D** cuando:

- (1) se han empleado procedimientos aprobados de análisis estadístico de valores extremos para reducir los datos, y

C 1.5.3. Estimación de la velocidad básica de viento a partir de datos climáticos regionales

Cuando se usan datos climáticos locales según las disposiciones del artículo 1.5.3 y en lugar de las velocidades básicas de viento dadas en las **Figuras 1.5-1 A-D**, se le advierte al usuario que los factores de ráfaga, coeficientes de exposición para la presión dinámica, factores de efecto de ráfaga, coeficientes de presión y coeficientes de fuerza de esta norma están destinados para

- (2) se han tenido en cuenta la longitud del registro, el error de muestreo, el tiempo promedio, la altura del anemómetro, la calidad de datos, y exposición del terreno del anemómetro. Se puede permitir una reducción en la velocidad básica de viento a valores menores que los de las **Figuras 1.5-1 A-D**.

Cuando la velocidad básica de viento se estima a partir de datos climáticos regionales, la velocidad básica de viento no debe ser menor que la velocidad de viento asociada con el intervalo de recurrencia media especificado, y la estimación se debe ajustar para equivalencia con la velocidad de ráfaga del viento de **3 seg a 10 m** sobre el nivel de terreno en Categoría de Exposición C. El análisis de datos se debe realizar de acuerdo con este capítulo.

el uso con la velocidad de ráfaga de **3 s a 10 m** sobre el terreno en campo abierto.

Es necesario, por lo tanto, que los datos climáticos regionales basados en tiempos promedios diferentes, por ejemplo, media horaria o milla más veloz, se ajusten para reflejar velocidades pico de ráfaga a **10 m** de altura sobre el terreno en campo abierto.

Los resultados de estudios estadísticos de registros de velocidades de viento informados por Durst (1960) para vientos extratropicales y para huracanes (Vickery y asoci., 2000), se dan en la **Figura C 1.5-1**, la cual define la relación entre velocidad promedio de viento sobre **t segundos**, V_t y sobre **1 hora**, V_{3600} .

El ajuste del factor de ráfaga para reflejar velocidades de pico de ráfaga no siempre es sencillo, y puede resultar necesario el consejo de un meteorólogo o de un ingeniero de vientos.

Al usar datos locales, se debe enfatizar que los errores de muestreo pueden conducir a grandes incertidumbres en la especificación de la velocidad de viento. Los errores de muestreo son los asociados con el tamaño limitado de las muestras de datos climatológicos (años de registro de extremos anuales). Es posible tener un error de **8,9 m/s** en la velocidad del viento en una estación individual con una longitud de registro de **30 años**. Pese a que se pueden usar registros de extensión limitada se lo debe hacer con especial cuidado y un criterio conservador.

Si se usan datos meteorológicos para justificar valores menores que las **Figuras 1.5-1 A-D**, se requiere un análisis del error de muestreo para demostrar que el registro de viento no pudo ocurrir por casualidad.

Esto se puede lograr mostrando que la diferencia entre la velocidad que se predijo y la velocidad básica del mapa contiene entre **2 y 3 desvíos standard de error** de muestreo (Simiu and Scanlan, 1996). Se pueden usar otros métodos equivalentes.

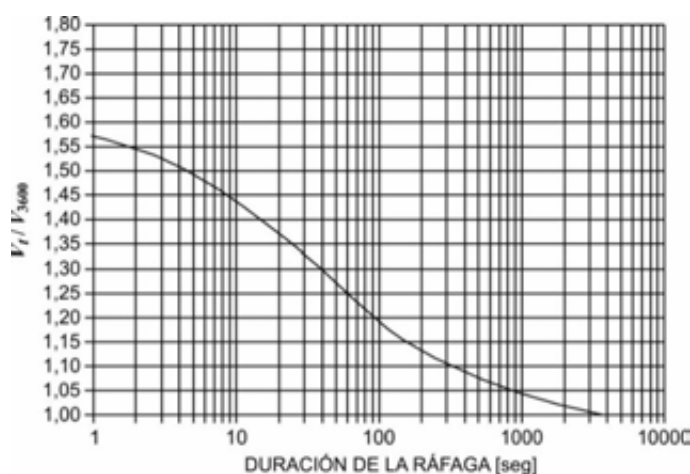


Figura C 1.5-1. Relación de velocidad máxima promedio sobre **t** (s) a la velocidad media por hora.

1.5.4. Limitación

Los tornados no se han considerado en el desarrollo de la distribución de la velocidad básica de viento.

C 1.5.4. Limitación

En años recientes, se han realizado avances en la comprensión de los efectos de tornados en edificios. Esta comprensión se ha ganado a través de la amplia documentación de daños a edificios causados por tormentas con tornados y a través del análisis de los datos reunidos.

Se reconoce que las velocidades de viento de tornado, cuando se evalúan en un punto, tienen una probabilidad de ocurrencia significativamente más baja que la probabilidad para velocidades básicas de viento. Agregado a esto, se encuentra que en la mitad aproximadamente de los tornados registrados, las velocidades de ráfaga son menores que las velocidades de ráfaga asociadas con velocidades básicas de viento.

En tornados intensos, las velocidades de ráfaga cerca del terreno están en el rango de **67-89 m/s (242-320 km/h)**, pudiendo ser superiores. Se encuentra disponible suficiente información para implementar un diseño resistente a tornados para refugios sobre el terreno y para edificios que alberguen las instalaciones esenciales para la recuperación post-desastre.

Esta información está en la forma de probabilidad de riesgo de tornados, velocidades de viento de tornado y fuerzas asociadas. Varias referencias proveen guía para desarrollar criterios de carga de viento para el diseño resistente a tornados (Wen and Chu, 1973, Akins and Cermak, 1975, Abbey, 1976, Metha y asoci., 1976, Minor y asoci., 1977, Minor, 1982, McDonnald, 1983, y Minor and Behr, 1993). El abordaje de una estructura resistente a tornados no debe hacerse sin asesoramiento experto, dado que no se trata de una extrapolación de los criterios usados en los otros casos. Información sobre velocidades de viento en caso de tornados para Argentina puede tomarse de Schwarzkopf and Rosso, 1993.

Al cierre de la preparación de este documento se publicó ASCE 7-22, que incluye un capítulo dedicado a tornados. Dado que la información y los mapas necesarios para su aplicación en Argentina no están todavía disponibles, se decidió no incluir ese tratamiento en **CIRSOC 102-2025**.

1.6. DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO

El factor de direccionalidad de viento, K_d , se debe obtener de **Tabla 1.6-1**. Este factor de direccionalidad solamente se debe incluir en el cálculo de las cargas de viento cuando se usan para el diseño las combinaciones de cargas especificadas en el **Apéndice B**.

El efecto de la direccionalidad del viento al evaluar las cargas de viento según el **Capítulo 6** se debe basar en un análisis racional de las velocidades de viento que esté de acuerdo con los requisitos del artículo 1.5.3 y el artículo 6.4.3.

C 1.6. DIRECCIONALIDAD DEL VIENTO

El factor de carga de viento **1,3** en ASCE 7-95 incluía en forma implícita un “factor de direccionalidad de viento” de **0,85** (Ellingwood, 1981 y Ellingwood y asoci., 1982). En ASCE 7-98 el factor de direccionalidad de viento se coloca en forma explícita en la ecuación de cálculo de la presión dinámica, en combinación con un factor de carga de viento de **1,6**; y de esa fuente se tomó el mismo criterio para el **CIRSOC 102-2005**. Este factor tiene en cuenta dos efectos: (1) La probabilidad reducida de que vientos máximos vengan de cualquier dirección dada y (2) La probabilidad reducida de que el coeficiente de presión máxima ocurra para cualquier dirección de viento dada.

Tabla 1.6-1. Factor de direccionalidad de viento, K_d

Tipo de estructura	Factor de direccionalidad K_d^*
Edificios	
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	0,85
Componentes y revestimientos	0,85
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	
Cuadradas	0,90
Hexagonales	0,95
Redondas	1,00 ^α
Octagonales	1,00 ^α
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	
Triangular, cuadrada, rectangular	0,85
Toda otra sección transversal	0,95
* El factor de direccionalidad K_d se ha calibrado con las combinaciones de carga especificadas en el Apéndice B. Este factor se debe aplicar solo cuando se use conjuntamente con las combinaciones de carga especificadas en B.3 o en los respectivos reglamentos de aplicación. α Se permitirá el factor de direccionalidad $K_d = 0,95$ para redondos u octogonales. Estructuras con sistemas estructurales no asimétricos.	

El factor de direccionalidad de viento (identificado como K_d en la norma) está tabulado en la **Tabla 1.6-1** para diferentes tipos de estructura. A medida que se disponga de nuevas investigaciones, este factor se puede modificar. Los valores para el factor se establecieron a partir de referencias en la bibliografía y del juicio colectivo de la comisión de ASCE. El valor de K_d para chimeneas y tanques redondos y estructuras similares se da como **0,95** en reconocimiento al hecho que la resistencia a la carga de viento puede no ser exactamente la misma en todas las direcciones como implica el valor **1,0**.

Un valor de **0,85** podría ser más apropiado si un reticulado triangular está envuelto en una cobertura circular. Un valor de **1,0** podría ser más apropiado para una chimenea redonda que tiene una resistencia a cargas laterales igual en todas las direcciones.

Se hacen advertencias al diseñador mediante la nota al pie en **Tabla 1.6-1** y la declaración en el artículo 1.6, donde se hace referencia al hecho que este factor se usa solamente en conjunción con las combinaciones de carga especificadas en el **Apéndice B**.

1.7. EXPOSICIÓN

Para cada dirección de viento considerada, la exposición a barlovento debe estar basada en la rugosidad superficial del terreno, que está determinada por la topografía natural, vegetación y construcciones existentes.

1.7.1. Sectores y direcciones de viento

En cada dirección de viento seleccionada en la cual se evalúen las cargas de viento, se debe identificar la exposición del edificio o estructura en dos sectores extendiéndose **45°** a cada lado de la dirección de viento seleccionada. La exposición en estos dos sectores se determina según los artículos 1.7.2 y 1.7.3, debiéndose adoptar la exposición que resulte en las cargas de viento más elevadas para representar los vientos provenientes de esa dirección.

C 1.7. EXPOSICIÓN

Las descripciones de las categorías de rugosidad superficial y categorías de exposición en el artículo 1.7 se han expresado, en la medida de lo posible, en palabras fácilmente comprensibles que fueran suficientemente precisos para la mayoría de las aplicaciones prácticas.

Las condiciones de rugosidad superficial a barlovento requeridas para exposiciones B y D se muestran esquemáticamente en las **Figuras C 1.7-1** y **C 1.7-2** respectivamente. En las **Figuras C 1.7-5** a **C 1.7-7** se muestran fotografías aéreas con ejemplos de Exposiciones B, C y D. Una vez definida la categoría de exposición, quedan establecidas las constantes de exposición del terreno, que se dan en la **Tabla 1.9-1**.

Para casos donde el diseñador tiene dudas sobre cuál es la categoría de exposición en un caso particular, se puede hacer una evaluación más detallada de la categoría de rugosidad superficial (Irwin, 2006), como se describe a continuación. La mejor manera de medir la rugosidad superficial del terreno es hacerlo en términos de un parámetro de longitud de rugosidad llamado z_0 . Cada una

1.7.2. Categorías de rugosidad superficial

Para las categorías que se definen a continuación, se debe determinar la rugosidad superficial del terreno dentro de cada sector de **45°** en dirección a barlovento del lugar de ubicación para una distancia especificada en el artículo 1.7.3, y con el propósito de asignar una categoría de exposición tal como se define en dicho artículo.

- **Rugosidad superficial B:** áreas urbanas y suburbanas, áreas boscosas u otros terrenos con obstrucciones numerosas y poco espaciadas entre sí que tengan el tamaño de una vivienda unifamiliar o mayor.
- **Rugosidad superficial C:** terreno abierto con obstrucciones espaciadas con alturas generalmente menores que **10 m**. Esta categoría incluye terreno llano abierto y pastizales.
- **Rugosidad superficial D:** áreas planas sin obstrucciones, superficies de agua. Esta categoría incluye pantanos planos, salares y hielo sin roturas.

de las categorías de rugosidad superficial de B a D corresponde a un rango de valores de este parámetro. El rango de z_0 en **m** para cada categoría de terreno se da en la **Tabla C 1.7-1**. La **Tabla C 1.7-2**, basada en Davenport y asoc. (2000) y Wieringa y asoc. (2001), proporciona valores de z_0 en base a una descripción alternativa de las características del terreno. Las clasificaciones de rugosidad en **Tabla C 1.7-2** no pretenden reemplazar el uso de categorías de exposición como se requiere en el reglamento para propósitos de diseño estructural. Sin embargo, las clasificaciones de rugosidad del terreno en **Tabla C 1.7-2** se pueden relacionar a las categorías de exposición de **CIRSOC 102** al comparar los valores de z_0 entre **Tabla C 1.7-1** y **C 1.7-2**. Por ejemplo, los valores de z_0 para clases 3 y 4 en la **Tabla C 1.7-2** caen dentro del intervalo de valores de z_0 para exposición C en **Tabla C 1.7-1**. De manera similar, los valores de z_0 para clases 5 y 6 en la **Tabla C 1.7-2** caen dentro del intervalo de valores de z_0 para exposición B en **Tabla C 1.7-1**. Se puede encontrar más información sobre los valores de z_0 en diferentes tipos de terreno en Simiu and Scanlan (1996) y Blessmann (1995).

Tabla C 1.7-1. Rango de z_0 por categoría de Exposición

Categoría de Exposición	Límite inferior de z_0 [m]	Valor típico de z_0 [m]	Límite superior de z_0 [m]	z_0 implícito en los valores de K_z tabulados en Tabla 1.13-1 [m]
A	$0,7 \leq z_0$	2	—	
B	$0,15 \leq z_0$	0,3	$z_0 < 0,7$	0,3
C	$0,01 \leq z_0$	0,03	$z_0 < 0,15$	0,03
D	—	0,005	$z_0 < 0,01$	0,005

Tabla C 1.7-2. Clasificación de Davenport de rugosidad del terreno

Clase	z_0 [m]	Descripción del paisaje y del flujo de viento
1	0,0002	Mar (sea): Mar abierto o lago (independientemente del tamaño de olas), llanura de marea, llanura plana cubierta de nieve, desierto sin relieve, asfalto y hormigón con una distancia de alcance libre de varios kilómetros.
2	0,005	Suave (smooth): Superficie sin rasgos distintivos, sin ningún obstáculo notable con poca vegetación (p. ej., playas, hielo a la deriva sin grandes bordes, ciénagas en climas fríos, campo abierto en barbecho o cubierto de nieve).
3	0,03	Abierto (open): Campo llano con vegetación baja (p. ej., césped) y obstáculos aislados con separaciones de al menos 50 veces las alturas de los obstáculos (p. ej., tierra de pastoreo sin cortinas cortavientos, páramo, tundra, área de carreteo en aeropuertos). Hielo con crestas transversales al viento.
4	0,10	Más o menos abierto (Roughly open): Área natural o cultivada con cobertura vegetal o cultivos bajos, o campo moderadamente abierto con obstáculos ocasionales (p. ej., crestas bajas, edificios bajos aislados o árboles) a distancias horizontales relativas de al menos 20 veces la altura de los obstáculos.

Tabla C 1.7-2 (Cont.). Clasificación de Davenport de rugosidad del terreno

Clase	z_0 [m]	Descripción del paisaje y del flujo de viento
5	0,25	Rugoso (Rough): Área natural o con cultivos altos o cultivos de varias alturas y obstáculos a distancias relativas de 12 a 15 veces la altura de los obstáculos para objetos porosos (p. ej., cortinas cortavientos) u 8 a 12 veces para objetos sólidos bajos (p. ej. edificios).
6	0,5	Muy rugoso (Very rough): Paisaje intensamente cultivado con muchos grupos de obstáculos más bien grandes (grandes granjas, parches de bosque) separados por espacios abiertos de alrededor de 8 veces la altura de los obstáculos. Vegetación mayor baja plantada densamente, como matorrales altos, huertos de frutales, bosques jóvenes. También, área moderadamente cubierta por edificios bajos interespaciados de 3 a 7 alturas de los edificios y sin árboles altos.
7	1,0	Skimming: Paisaje cubierto regularmente con obstáculos grandes de tamaño similar, con espacios abiertos del mismo orden de magnitud de la altura de los edificios (p. ej., bosques maduros regulares, áreas ocupadas densamente por edificios sin mucha variación de la altura de los edificios).
8	≥ 2	Caótico (Chaotic): Centro de ciudad con mezcla de edificios altos y bajos, o grandes bosques de altura irregular con muchos claros (se aconseja análisis en túnel de viento).

1.7.3. Categorías de exposición

Exposición B: para edificios con una altura media de cubierta menor o igual que **10 m**, se debe aplicar Exposición B donde la rugosidad superficial del terreno, tal como se la define en rugosidad superficial B, prevalece en la dirección a barlovento en una distancia mayor que **450 m**. Para edificios con una altura media de cubierta mayor que **10 m**, se debe aplicar Exposición B donde la rugosidad superficial del terreno prevalece en la dirección de barlovento en una distancia mayor que **800 m**, o **20 veces** la altura del edificio, lo que sea mayor.

Exposición C: se debe aplicar en todos aquellos casos en los que las Exposiciones B o D no son aplicables.

Exposición D: se debe aplicar donde la rugosidad superficial del terreno, tal como se la define en rugosidad superficial D, prevalece en la dirección a barlovento en una distancia mayor que **1500 m**, o **20 veces** la altura del edificio, lo que sea mayor.

La Exposición D también se debe aplicar donde la rugosidad superficial del terreno inmediatamente a barlovento del lugar de ubicación es B o C, y el lugar está dentro de **180 m** o **20 veces** la altura del edificio, lo que sea mayor, de una condición de Exposición D tal como se define en el párrafo anterior.

Para una ubicación localizada en la zona de transición entre categorías de exposición, se debe

En la edición anterior del reglamento se definía una categoría A para centros de ciudades densamente edificadas con construcciones altas. No obstante, el comité de ASCE llegó a la conclusión de que en tales entornos los efectos de canalización y de estelas producen una variabilidad del viento demasiado grande como para poder caracterizar una categoría en especial. En tales condiciones, si el cronograma y el costo lo permiten, se recomienda el método del **Capítulo 6**. Para todos los demás proyectos se puede usar la exposición B sujeta a las limitaciones del artículo 2.1. La exposición A se ha incluido en la **Tabla C 1.7-1** como referencia que puede ser útil cuando se usa el procedimiento del **Capítulo 6**.

El valor de z_0 para un terreno particular puede ser estimado a partir de las dimensiones típicas de los elementos de rugosidad superficial y su espaciamiento sobre el área de terreno utilizando una relación empírica, debida a Lettau (1969), la cual es:

$$z_0 = 0,5 H_{ob} \frac{S_{ob}}{A_{ob}} \quad \text{C 1.7-1}$$

donde:

- H_{ob} altura promedio de la rugosidad en el terreno a barlovento
- S_{ob} área frontal vertical promedio por obstrucción presentada al viento
- A_{ob} área promedio de terreno ocupado por cada obstrucción, incluyendo el área abierta que la rodea

usar la categoría que genere mayores cargas de viento.

Excepción: se permite una exposición intermedia entre las categorías precedentes en una zona de transición, si se evalúa mediante un método de análisis racional definido en la bibliografía reconocida.

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} se puede estimar sumando las áreas frontales verticales aproximadas de todas las obstrucciones dentro del área seleccionada del fetch a barlovento y dividiendo la suma por el número de obstrucciones en el área.

La altura promedio H_{ob} se puede estimar en forma similar promediando las alturas individuales en vez de usar las áreas frontales. De la misma forma A_{ob} se puede estimar dividiendo el tamaño del área seleccionada del fetch a barlovento por el número de obstrucciones en él.

Como ejemplo, si el fetch a barlovento consiste primordialmente en casas unifamiliares con altura típica $H_{ob} = 6 \text{ m}$, un área frontal vertical (incluyendo algunos árboles en cada lote) de 100 m^2 y un área de terreno por cada casa de 1000 m^2 , entonces z_0 se calcula que es:

$$z_0 = 0,5 \times 6 \times \frac{100}{1000} = 0,3 \text{ m}$$

Lo cual se incluye en Categoría de Exposición B de acuerdo con la **Tabla C 1.7-1**.

Los árboles y arbustos son porosos y se deforman con vientos fuertes, lo cual reduce sus áreas frontales efectivas (ESDU, 1993). Para coníferas y otros árboles de hojas perennes no se puede tomar más del **50 %** de su área frontal bruta que sea efectiva en obstruir el viento. Para árboles y arbustos de hojas caducas no se puede tomar más del **15 %** de su área frontal bruta para que sea efectivo en obstruir el viento.

El área frontal bruta se define en este contexto como la proyección sobre un plano vertical (normal al viento) del área encerrada por la envolvente del árbol o arbusto. Ho (1992) estimó que la mayoría de los edificios (quizás tanto como del **60 al 80 %**) tiene una categoría de exposición correspondiente a la Exposición B.

Mientras que la definición relativamente simple en el reglamento es normalmente suficiente para la mayoría de las aplicaciones prácticas, en algunas oportunidades el diseñador necesita información adicional, particularmente en lo relativo al efecto de grandes aberturas o claros (esto es grandes playas de estacionamiento, autopistas o claros en bosques) en lo que de otra manera sería Rugosidad Superficial B del terreno.

Se presenta la siguiente guía para estas situaciones:

1. La definición simple de Exposición B dada en el cuerpo del reglamento, usando la definición de categoría de rugosidad superficial, se muestra gráficamente en la **Figura C 1.7-1**. Esta definición se aplica para la condición B de rugosidad superficial que prevalece **800 m** a barlovento con “parches” abiertos insuficientes, tal como se define en el texto siguiente para que no califique el uso de la exposición B.

2. Un área abierta en la superficie de rugosidad B lo suficientemente grande como para tener un efecto significativo en la determinación de la categoría de exposición, se define como “parche abierto”. Para ser considerado un “parche abierto” un área abierta debe cumplir las siguientes condiciones:
 - a. Las áreas abiertas deben ser mayores que las mínimas áreas dadas en la **Figura C 1.7-4**.
 - b. El área abierta debería tener dimensiones mínimas dadas por las condiciones i, ii o iii que están a continuación y tener una relación de longitud-ancho entre **0,5** y **2,0**.
 - i. Dentro de una distancia de **150 m** al edificio o estructura, un área abierta con una longitud o ancho mayor o igual a aproximadamente **50 m**.
 - ii. A **450 m** a barlovento del edificio o estructura, un área abierta con una longitud o ancho mayor o igual a aproximadamente **100 m**.
 - iii. A **790 m** a barlovento del edificio o estructura, un área abierta con una longitud o ancho mayor o igual a aproximadamente **150 m**.

Distancias intermedias se pueden interpolar.

3. Los parches abiertos separados por una distancia menor que la dimensión en la dirección de viento del parche más grande, serán tratados como equivalentes a un parche abierto simple, cuya longitud en la dirección del viento sea igual a la suma de las dimensiones homólogas de los parches individuales, y cuya área sea igual a la suma de las áreas de los parches abiertos individuales.
4. Para el artículo 1.7.4, un sector circular es un área definida por un arco, en este caso **45°**, y un radio limitante a partir del centro. Si la proporción de parche abierto en todos los sectores definidos por los radios mencionados anteriormente es menor que el **25 %** del área del sector, se considera que el sector cumple los requisitos de Exposición B. En cualquiera de los sectores de **45°**, si dentro de cualquiera de los tres radios de **150 m**, **450 m** y el mayor entre **790 m** o **20 veces** la altura del edificio o estructura, la proporción de parches abiertos está entre el **25 %** y **50 %**, se toman valores de K_z promedios de los valores para Exposición B y C, dentro de los **30 m** de altura sobre el plano de referencia. Por encima de los **30 m**, se continúa aplicando los valores de K_z correspondientes a Exposición B. Si la proporción de parches abiertos dentro de cualquiera de los sectores definidos por los tres radios del edificio o estructura excede el **50 %**, los valores K_z se basan en la Exposición C.
5. El procedimiento para la evaluación del efecto neto de parches abiertos de Superficie de Rugosidad C o D cuando la exposición predominante es B, se muestra gráficamente en las **Figuras C 1.7-3** y **C 1.7-4**. Note que la localización en planta de cualquier parche abierto puede tener efectos diferentes para diferentes

direcciones de viento.

Este procedimiento es una simplificación derivada de un modelo de capa límite, y por lo tanto se deberían alcanzar resultados más exactos para el perfil de velocidades mediante el uso directo de un modelo aceptado de capa límite que sea capaz de abordar los efectos de áreas abiertas dentro de un régimen definido por los parámetros de rugosidad superficial dados en la **Tabla C 1.7-2**.

Se incluyen fotografías aéreas, representativas de cada tipo de exposición en las **Figuras C 1.7-5 a C 1.7-7** para ayudar al usuario a establecer la exposición adecuada para un lugar determinado.

Obviamente, la evaluación correcta de la exposición es un tema de buen juicio ingenieril. Este hecho es particularmente cierto a la luz de la posibilidad de que la exposición puede cambiar en una o más direcciones de viento debido a futuras demoliciones y/o desarrollos (construcciones).

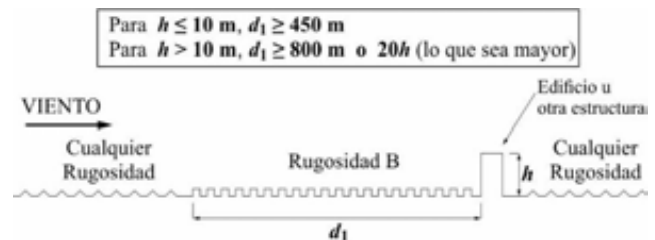


Figura C 1.7-1. Condiciones de rugosidad de la superficie a barlovento necesarias para la exposición B.

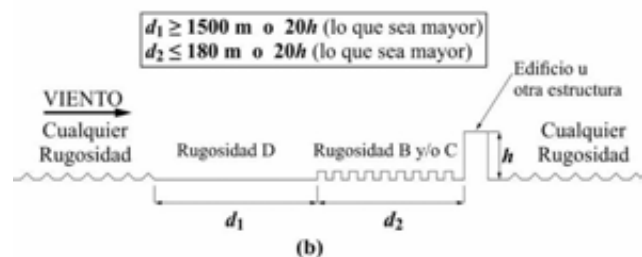
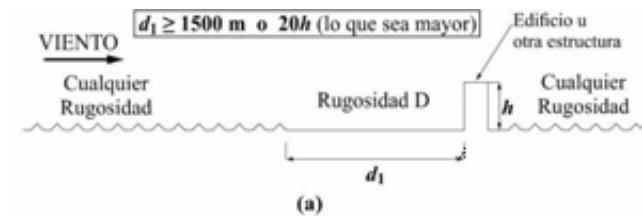
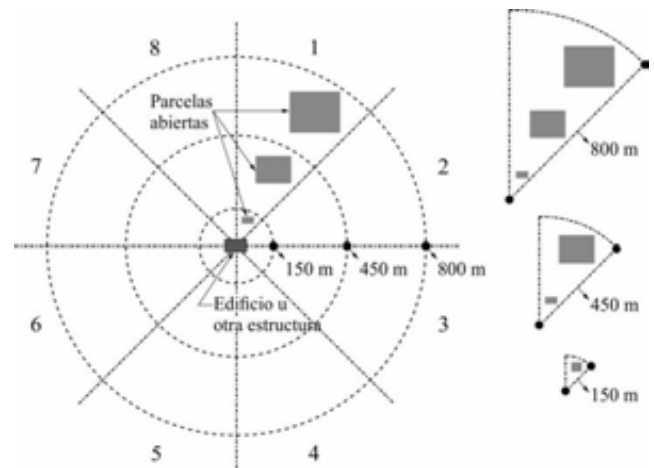


Figura C 1.7-2. Condiciones de rugosidad de la superficie a barlovento necesarias para la exposición D.



Notas:

1. Para cada dirección de viento seleccionada en la que se determinarán las cargas de viento, se determinará la exposición del edificio o estructura para los dos sectores a barlovento que se extienden 45° a cada lado de la dirección del viento seleccionada.
2. Considere parcelas abiertas de tamaños iguales o mayores que las áreas dadas en la **Figura C 1.7-4** según la sección de Comentarios C 1.7.
3. Determine la proporción de parcelas abiertas en cualquier sector de 45° dentro de un radio de **150 metros**, **450 metros** o el mayor de **800 metros** o **20 veces** la altura de la estructura.
4. Si la proporción de parcelas abiertas dentro de cualquiera de los tres radios anteriores es inferior al **25 %** del área del sector, se considera que el sector cumple con los requisitos de Exposición B. Cuando la proporción dentro de cualquiera de los tres radios anteriores excede el **25 %** del área del sector, pero no es mayor al **50 %**, los valores de K_z se toman como el promedio de los valores de Exposición B y C dentro de una altura de **30 metros** sobre el nivel del plano de referencia. Por encima de **30 metros**, se seguirán aplicando los valores de exposición B. Cuando la proporción de parcelas abiertas dentro de cualquiera de los tres radios de la estructura supere el **50 %**, los valores de K_z se basarán en la exposición C.
5. Aplicar los requisitos de exposición del artículo 1.7.4 una vez que se determinan las exposiciones direccionales para cada sector. Consulte la sección de comentarios C 1.7.4.

Figura C 1.7-3. Exposición B con parcelas abiertas a barlovento. Análisis sectorial.

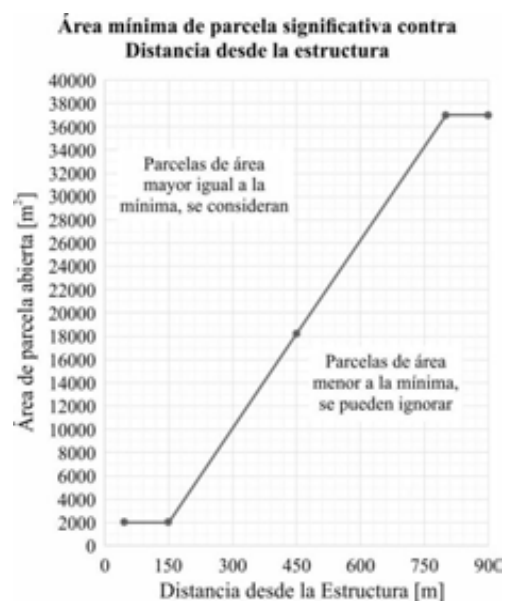


Figura C 1.7-4. Área mínima de parcelas abiertas individuales que afecta la Calificación de la Exposición B.



*Estructuras bajas de menos de **10 metros** de altura. En el centro de la fotografía hay sitios designados con exposición B que están rodeados por terrenos de exposición B en una distancia superior a **450 m** en cualquier dirección del viento. Fotografía donada por el Sr. Marco Vanzini.*

Figura C 1.7-5(a). Exposición B: Área residencial suburbana con viviendas principalmente unifamiliares.



*Para todas las estructuras que se muestran, el terreno representativo de la rugosidad de la superficie de categoría B se extiende más de **20 veces** la altura de la estructura u **800 m**, lo que sea mayor, en dirección a barlovento.*

Figura C 1.7-5(b). Exposición B: Área urbana con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas que tienen el tamaño de viviendas unifamiliares o más grandes.



En la fotografía para la mayoría de las direcciones de viento, todos los edificios con una altura media del techo generalmente de menos de 10 m están a menos de 460 m o 10 veces la altura de la estructura, la que sea mayor, desde un campo abierto, lo que impide el uso de exposición B.

Figura C 1.7-6. Exposición C: Terreno abierto con obstrucciones dispersas que tienen alturas generalmente menores a 10 m.



Los edificios en primer plano se exponen a viento soplando desde aguas abiertas. Las costas en exposición D incluyen vías navegables interiores, los grandes lagos y las áreas costeras.

Figura C 1.7-7. Exposición D: Edificios en la costa con viento que sopla sobre aguas abiertas a una distancia de al menos 1500 m.

1.7.4. Requisitos de exposición

1.7.4.1. Procedimiento Direccional (Capítulo 2)

Para cada dirección de viento considerada las cargas de viento para el diseño del SPRFV de edificios cerrados y parcialmente cerrados, usando el Procedimiento Direccional del **Capítulo 2**, se deben basar en las exposiciones definidas en el artículo 1.7.3.

C 1.7.4. Requisitos de exposición

El artículo 1.5.1 del Reglamento requiere que la estructura se diseñe para vientos de todas las direcciones. Un procedimiento racional para determinar cargas direccionales de viento es como sigue. La carga de viento para edificios usando el artículo 2.4.1 y las **Figuras 2.4-1, 2.4-2 o 2.4-3** se determinan para ocho direcciones de viento con intervalos de 45°, a lo largo de cuatro ejes primarios del edificio como se muestra en la **Figura C 1.7-8**.

Las cargas de viento para el diseño de edificios con cubiertas aisladas de vertiente única, a dos aguas y diedro negativo, se deben basar en las exposiciones tal como se las define en el artículo 1.7.3 que generen las mayores cargas de viento para cualquier dirección del viento en el lugar de emplazamiento.

1.7.4.2.

En blanco para futuras previsiones.

1.7.4.3. Procedimiento Direccional para accesorios de edificios y otras estructuras (Capítulo 4)

Las cargas de viento para el diseño de accesorios de edificios (tales como estructuras y equipamiento en azoteas) y otras estructuras (tales como paredes libres llenas y carteles libres, chimeneas, tanques, y carteles abiertos, reticulados planos y torres reticuladas) tal como se las especifica en el **Capítulo 4** se deben basar en la exposición apropiada para cada dirección de viento considerada.

1.7.4.4. Componentes y revestimientos (Capítulo 5)

Las presiones de viento de diseño para C&R se deben basar en la categoría de exposición que genere las mayores cargas de viento para cualquier dirección de viento en el lugar de emplazamiento.

Para cada una de las ocho direcciones, se determina la exposición a barlovento para cada uno de dos sectores de 45° , uno sobre cada lado del eje de dirección del viento. Se debe usar el sector con la exposición que dé las mayores cargas para definir las cargas de viento para esa dirección.

Por ejemplo, para vientos del norte, se usa la exposición del sector uno u ocho, el que dé la carga más alta. Para vientos del este, se usa la exposición del sector dos o tres, el que dé la carga más alta. Para vientos que vienen del noreste, el más expuesto de los sectores uno o dos, se usa para determinar individualmente las cargas completas sobre los ejes x e y , y luego **75 %** de estas cargas se deben aplicar en cada dirección al mismo tiempo, según los requisitos del artículo 2.4.6 y **Figura 2.4-8**.

El procedimiento definido en este artículo para evaluar cargas de viento en cada dirección de diseño no se debe confundir con la evaluación del factor de direccionalidad del viento K_d . El factor K_d determinado según el artículo 1.6 y la **Tabla 1.6-1** se aplica para todas las direcciones del viento de diseño. Ver artículo C 1.6.

Las cargas de viento sobre C&R en todos los edificios y sobre SPRFV de edificios de baja altura se calculan usando la exposición a barlovento que proporcione las cargas más altas entre los ocho sectores considerados en la **Figura C 1.7-8**.

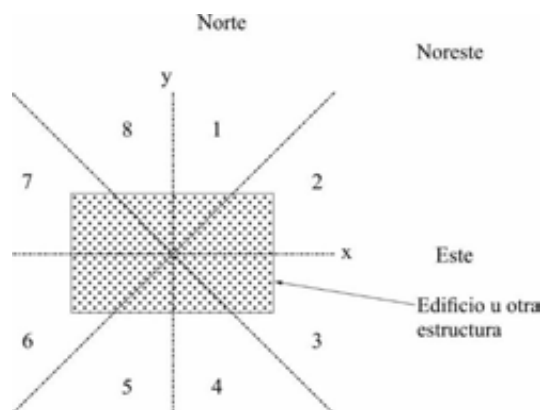


Figura C 1.7-8. Determinación de cargas de viento desde diferentes direcciones.

1.8. EFECTOS TOPOGRÁFICOS

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

Los efectos del aumento de la velocidad del viento sobre lomas, escarpas y colinas aisladas que constituyen cambios abruptos en la topografía general, localizados en cualquier categoría de exposición, se deben incluir en el diseño cuando los edificios y otras condiciones del lugar y la ubicación de estructuras cumplen con las siguientes condiciones:

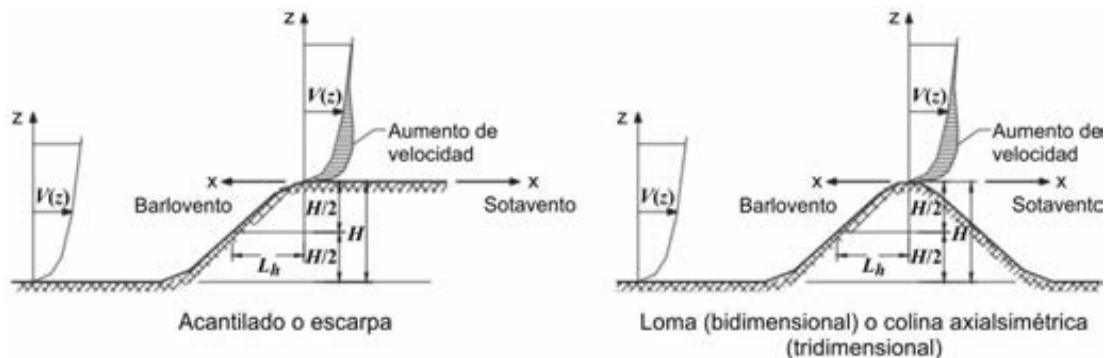
C 1.8. EFECTOS TOPOGRÁFICOS

El artículo 1.8 especifica cuándo se debe aplicar efectos topográficos a una estructura particular (Means y asoc., 1996). En algunas directrices sobre cargas de viento se asume que las colinas que tienen suficiente tamaño eliminan los efectos topográficos en hasta **3 Km** a sotavento. Investigaciones realizadas por Almeida y asoc. (1993) indican que se puede esperar muy poca protección de colinas cercanas (**3H** a barlovento) de tamaño comparable. Alguna protección se puede esperar a sotavento de colinas significativamente más grandes, pero se necesita evidencia de estudios o de la literatura para cuantificar esto.

1. La estructura se localiza tal como se muestra en la **Figura 1.8-1** en la mitad superior de una loma o colina o cerca de la cresta de una escarpa.
2. $H/L_h \geq 0,2$
3. $H \geq 5$ m para Exposición C y D y $H \geq 20$ m para Exposición B.

La condición 3 especifica una altura H más baja para consideración de efectos en Exposición C y D que para Exposición B (Means y asoc., 1996), y observaciones de daños reales causados por viento han mostrado que la altura afectada H es menor en Exposición C y D.

Los edificios ubicados en la mitad superior de una colina o escarpa aislada, pueden experimentar velocidades de viento significativamente mayores que los edificios situados en terreno nivelado. La característica topográfica ($2D$ loma o escarpa, o $3D$ colina simétrica a un eje) se describe mediante dos parámetros, H y L_h . H es la altura de la colina o diferencia en elevación entre la cresta y aquella del terreno a barlovento. L_h es la distancia a barlovento de la cresta hasta donde la elevación del terreno 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 , los cuales se obtienen de la **Figura 1.8-1** respectivamente. K_1 se relaciona con la forma de la característica topográfica y la máxima aceleración cerca de la cresta, K_2 tiene en cuenta la reducción de la aceleración con la distancia a barlovento o sotavento de la cresta, y K_3 tiene en cuenta la reducción de la aceleración con la altura encima de la superficie del terreno local.



Multiplicadores topográficos										
H/L_h	Multiplicador K_1			x/L_h	Multiplicador K_2		z/L_h	Multiplicador K_3		
	Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim. axialsim.		Escarpa bidim.	Todos los otros casos		Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim. axialsim.
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

(Continúa)

Figura 1.8-1. Factor topográfico, K_{zt}

Notas

1. Para valores de H/L_h , x/L_h y z/L_h distintos a los indicados, se permite la interpolación lineal.
2. Para $H/L_h > 0,5$, suponer que $H/L_h = 0,5$ para la evaluación de K_1 , y sustituir L_h por $2H$ para la evaluación de K_2 y K_3 .
3. Los multiplicadores se basan en la suposición de que el viento se aproxima a la colina o escarpa en la dirección de máxima pendiente.
4. Los multiplicadores deben ser usados para cualquier exposición.

Notación

- H : altura de la colina o escarpa referida al terreno ubicado a barlovento, en m.
 L_h : distancia hacia barlovento, desde la cresta hasta el punto en que la diferencia de elevación del terreno es la mitad de la altura de la colina o escarpa, en m.
 K_1 : factor que tiene en cuenta las características topográficas y el efecto de máximo aumento de velocidad.
 K_2 : factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de velocidad, con la distancia desde la cresta, a barlovento o sotavento.
 K_3 : factor que tiene en cuenta la reducción en el aumento de velocidad con la altura sobre el terreno local.
 x : distancia (a barlovento o a sotavento) desde la cresta hasta el lugar del edificio, en m.
 z : altura sobre el nivel del terreno local, en m.
 μ : factor de atenuación horizontal.
 γ : factor de atenuación en altura.

Expresiones:

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2$$

K_1 se obtiene de la Tabla inferior

$$K_2 = (1 - \frac{|x|}{L_h})$$

$$K_3 = e^{-\gamma z / L_h}$$

Parámetros para aumento de la velocidad sobre colinas y escarpas

Forma de la colina	$K_1 / (H/L_h)$			γ	μ	
	Exposición				A barlovento de la cresta	A sotavento de la cresta
	B	C	D			
Lomas bidimensionales (o valles con H negativa en $K_1 / (H/L_h)$)	1,30	1,45	1,55	3	1,5	1,5
Escarpas bidimensionales	0,75	0,85	0,95	2,5	1,5	4
Colina tridimensional axialsimétrica	0,95	1,05	1,15	4	1,5	1,5

Figura 1.8-1 (Cont.). Factor topográfico, K_{zt}

1.8.2. Factor topográfico

El efecto del aumento de la velocidad del viento se debe incluir en el cálculo de las cargas de viento de diseño usando el factor K_{zt} :

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3)^2 \quad (1.8-1)$$

donde:

K_1 , K_2 , K_3 se presentan en la **Figura 1.8-1**.
 K_1 , K_2 , $K_3 \geq 0$.

Los valores de K_1 , K_2 , K_3 se pueden obtener indistintamente de las expresiones incluidas en la **Figura 1.8-1** o de las tablas de la misma.

Para casos donde $H/L_h > 0,5$ se adopta $H/L_h = 0,5$ a fin de obtener K_1 y se sustituye el denominador L_h

Los multiplicadores listados en la **Figura 1.8-1** se basan en la suposición de que el viento se acerca a la colina a lo largo de la dirección de máxima pendiente, causando la mayor aceleración cerca de la cresta. La pendiente promedio máxima a barlovento de la colina es aproximadamente $H/2L_h$, y las mediciones han demostrado que las colinas con pendientes menores que alrededor de $0,10$ ($H/L_h < 0,20$) es poco probable que produzcan aceleración significativa del viento. Para valores de $H/L_h > 0,50$ se supone que el efecto de aceleración es independiente de la pendiente. La aceleración afecta principalmente a la velocidad media del viento más que a la amplitud de las fluctuaciones turbulentas, y este hecho se ha tenido en cuenta para los valores de K_1 , K_2 y K_3 , dados en la **Figura 1.8-1**. Por lo tanto, los valores de K_{zt} obtenidos de la **Figura 1.8-1** están destinados para el uso con los coeficientes de exposición para la presión dinámica, K_h y K_z que se basan en velocidades de ráfaga.

por $2H$ en las expresiones o las tablas para obtener K_2 y K_3 .

Si las condiciones del sitio de emplazamiento y la ubicación de las estructuras no cumplen todas las condiciones especificadas en el artículo 1.8.1, entonces $K_{zt}=1,0$.

El artículo 1.8 no pretende dirigirse al caso general de flujo de viento sobre terreno complejo o montañoso para el cual se puede necesitar del juicio ingenieril, consejo experto, o procedimientos en túnel de viento como se describe en el **Capítulo 6**. Se puede encontrar material de apoyo sobre los efectos de aceleración topográfica en la bibliografía (Jackson and Hunt, 1975, Lemelin y asoci., 1988 y Walmsley y asoci., 1986).

Se advierte al diseñador que, hasta el presente, la norma no contiene disposiciones para la aceleración vertical del viento debido a un efecto topográfico, aun cuando este fenómeno se sabe que existe y puede causar levantamiento adicional sobre las cubiertas. Se necesita investigación adicional para cuantificar este efecto antes de que pueda incorporarse en la norma.

1.9. EFECTOS DE RÁFAGA

C 1.9. EFECTOS DE RÁFAGA

1.9.1. Factor de efecto de ráfaga

El factor de efecto de ráfaga para un edificio u otra estructura rígidos se puede tomar igual a **0,85**.

CIRSOC 102 contiene un factor de efecto de ráfaga único y conservador de **0,85** para edificios rígidos. Como opción, el diseñador puede incorporar características específicas del entorno de viento y tamaño del edificio para calcular más exactamente un factor de efecto de ráfaga alternativo que tome en cuenta el efecto de decorrelación de las ráfagas sobre el tamaño de la estructura. Uno de tales procedimientos se halla en el cuerpo de la norma (Solari, 1993a y 1993b). Ninguno de estos factores toman en cuenta la amplificación dinámica causada por vibraciones de la estructura, pero se consideran aceptables para estructuras rígidas como se definen en el Reglamento. El factor obtenido con el cálculo alternativo es **5-10 %** más bajo que el valor de **0,85** establecido por el Reglamento sin cálculo.

1.9.2. Determinación de la frecuencia

Para clasificar un edificio o estructura como rígido o flexible, tal como se define en el artículo 1.2, se debe establecer la frecuencia natural fundamental, n_1 , usando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes en un análisis adecuadamente fundamentado. Se pueden considerar rígidos los edificios de baja altura definidos en el artículo 1.2.

Se prevé un tercer factor de efecto de ráfaga G_f para edificios y estructuras flexibles que no cumplen el requisito que la frecuencia natural fundamental n_1 sea mayor o igual a **1 Hz**. Este factor también toma en cuenta el tamaño del edificio y el tamaño de la ráfaga de la misma manera que el factor alternativo que se puede calcular para edificios rígidos, pero también toma en cuenta la amplificación dinámica causada por la velocidad de viento de diseño, la frecuencia natural fundamental de vibración y la relación de amortiguamiento.

1.9.2.1. Limitaciones para la frecuencia natural aproximada

Como alternativa a realizar un análisis para establecer n_1 , se puede calcular la frecuencia natural aproximada del edificio, n_a , según el artículo 1.9.3, para edificios de acero estructural, hormigón o mampostería que cumplan con los siguientes requisitos:

1. la altura del edificio es menor que **90 m**, y
2. la altura del edificio es menor que **4 veces** su longitud efectiva, L_{ef} .

La longitud efectiva, L_{ef} , en la dirección que se está considerando, se debe determinar mediante la siguiente expresión:

$$L_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i L_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (1.9-1)$$

Las sumatorias son sobre la altura del edificio, donde:

Ejemplo: el cálculo de factores de efecto de ráfaga para un caso particular se demuestra en la **Tabla C 1.9-1**. La variación del factor de ráfaga con la frecuencia se ilustra en el gráfico al final de la tabla. El factor para edificios flexibles G_f se puede usar en todos los casos, pero es obligatorio cuando $n_1 < 1$. Este factor se aproxima gradualmente al valor alternativo G que se puede calcular en casos rígidos a medida que la frecuencia natural excede el valor de **1**, especialmente para los niveles de amortiguamiento más altos; pero siempre excede a G . La diferencia se considera despreciable para $n_1 > 1$, así que G , que es considerablemente más simple de calcular se ofrece como una alternativa aceptable. El valor por defecto de **0,85**, que no requiere cálculo, se ofrece como una alternativa aún

h_i altura, en m, sobre el plano de referencia del nivel i , ver definición en artículo 1.2

L_i longitud, en m, del edificio en el nivel i paralelo a la dirección del viento.

1.9.3. Frecuencia natural aproximada

El límite inferior aproximado de la frecuencia natural, n_a , en Hz, de edificios de hormigón o acero estructural que cumplen con las condiciones del artículo 1.9.2.1, se puede determinar mediante una de las siguientes expresiones:

Para edificios con pórticos de acero estructural resistentes a momento:

$$n_a = 8,58/h^{0,8} \quad (1.9-2)$$

Para edificios con pórticos de hormigón resistentes a momento:

$$n_a = 14,93/h^{0,9} \quad (1.9-3)$$

Para edificios de hormigón y acero estructural con otros sistemas resistentes a fuerzas laterales:

$$n_a = 22,86/h \quad (1.9-4)$$

Para edificios con paredes de corte de hormigón o mampostería, también se puede utilizar:

$$n_a = 117,3(C_w)^{0,5}/h \quad (1.9-5)$$

donde:

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^n \left(\frac{h}{h_i} \right)^2 \frac{A_i}{\left[1 + 0,83 \left(\frac{h_i}{D_i} \right)^2 \right]}$$

siendo:

h altura media de cubierta, en m

n número de paredes de corte efectivas en el edificio para resistir fuerzas laterales en la dirección considerada

A_B área de la base de la estructura, en m²

A_i área de la sección transversal horizontal de la pared de corte "i", en m²

D_i longitud de la pared de corte "i", en m

h_i altura de la pared de corte "i", en m

1.9.4. Edificios y otras estructuras rígidos

Para edificios y otras estructuras rígidos, tal como se los define en el artículo 1.2, el factor de efecto de ráfaga se debe tomar igual a **0,85** o bien calcularlo

más conveniente cuando $n_1 > 1$, si resulta aceptable para el diseñador. El diseñador es libre de usar cualquier otro procedimiento racional de la literatura aprobada, como se afirma en el artículo 1.9.6.

El factor de efecto de ráfaga tiene en cuenta los efectos de carga en la dirección del viento causados por la interacción entre la turbulencia del viento y la estructura. 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, desprendimiento de vórtices, inestabilidad debida al galope o flameo, o amplificación de la torsión aerodinámica causada por la vibración del edificio en un modo torsional puro. 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 (Kareem, 1992 y 1985; Gurley and Kareem, 1993; Solary, 1993a y 1993b; y Kareem and Smith, 1994) o mediante ensayos en túnel de viento.

Respuesta en la dirección del viento

El máximo desplazamiento en la dirección del viento puede ser aproximado por un análisis estático de la estructura bajo la acción de cargas multiplicadas por un factor de ráfaga apropiado, como se define en el reglamento. Tales desplazamientos se basan en la curva elástica de la estructura y son razonablemente precisas cuando la respuesta resonante es pequeña comparada a la respuesta media y a la respuesta base. Para estructuras altamente flexibles, cuando la respuesta está dominada por la resonancia, se pueden calcular valores más precisos, incluyendo la variación con la altura y respuestas dinámicas tales como aceleración, como se describe en las siguientes secciones. Estas componentes de la respuesta son necesarias tanto para los estados límites de resistencia como de servicio.

Desplazamiento máximo en la dirección del viento

El desplazamiento máximo en la dirección del viento $X_{max}(z)$ como una función de la altura por encima de la superficie del terreno está dado por:

$$X_{max}(z) = \frac{\phi(z) \rho B h C_{fx} \hat{V}_z^2}{2 m_1 (2 \pi n_1)^2} K G_f \quad C 1.9-1$$

donde:

$\phi(z)$ forma del modo fundamental, $\phi(z) = (z/h)^\xi$

ξ exponente de la ley potencial de la forma modal

ρ densidad del aire

C_{fx} coeficiente de fuerza medio en la dirección del viento

m_1 masa modal, $m_1 = \int_0^h \mu(z) \phi^2(z) dz$

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

$$K = (1,65)^{\hat{\alpha}} / (\hat{\alpha} + \xi + 1)$$

mediante la siguiente expresión:

$$G = 0,925 \left(\frac{1+1,7g_Q I_z Q}{1+1,7g_v I_z} \right) \quad (1.9-6)$$

$$I_z = c \left(\frac{10}{z} \right)^{1/6} \quad (1.9-7)$$

donde:

I_z intensidad de la turbulencia a la altura z

z altura equivalente de la estructura, en m, definida como $0,6h$, pero no menor que z_{min} para todas las alturas h de edificios

z_{min} , c listados para cada exposición en **Tabla 1.9-1**

g_Q , g_v se deben tomar igual a **3,4**

La respuesta base Q está dada por:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0,63 \left(\frac{B+h}{L_z} \right)^{0,63}}} \quad (1.9-8)$$

donde:

B y h se definen en el artículo 1.3, en m

L_z escala de longitud integral de la turbulencia, en m, a la altura equivalente dada por:

$$L_z = \ell \left(\frac{z}{10} \right)^{\bar{\epsilon}} \quad (1.9-9)$$

donde:

ℓ y $\bar{\epsilon}$ constantes detalladas en **Tabla 1.9-1**

$\hat{V}_z$ velocidad de ráfaga de **3 segundos** a la altura z ,

$$\hat{V}_z = \hat{b} \left[\frac{z}{10} \right]^{\hat{\alpha}} V$$

donde:

V velocidad de ráfaga de **3 segundos** en exposición C a la altura de referencia (obtenida de las **Figuras 1.5-1 A-D**)

$\hat{b}$, $\hat{\alpha}$ están dados en la **Tabla 1.9-1**

Valor cuadrático medio de la aceleración en la dirección del viento

El valor cuadrático medio (rms) 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:

$$\sigma_{\ddot{x}}(z) = \frac{0,85 \phi(z) \rho B h C_{fx} \bar{V}_z^2}{m_1} I_z K R \quad C 1.9-2$$

donde:

$\bar{V}_z$ velocidad media horaria del viento a la altura z , en m/s

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left[\frac{z}{10} \right]^{\bar{\alpha}} V \quad C 1.9-3$$

donde:

$\bar{b}$ y $\bar{\alpha}$ están definidos en la **Tabla 1.9-1**

Tabla 1.9-1. Constantes de exposición del terreno

Exposición	α	z_g (m)	$\hat{\alpha}$	$\hat{b}$	$\bar{\alpha}$	$\bar{b}$	c	ℓ (m)	$\bar{\epsilon}$	z_{min} (m)
B	7,5	1000	1/7,5	0,84	1/4,5	0,47	0,30	98	1/3,0	9,2
C	9,8	750	1/9,8	1,00	1/6,4	0,66	0,20	152	1/5,0	4,6
D	11,5	590	1/11,5	1,09	1/8,0	0,78	0,15	198	1/8,0	2,1

z_{min} : altura mínima utilizada para asegurar que la altura equivalente z es mayor que $0,6h$ ó z_{min} . Para edificios con $h \leq z_{min}$, z se debe tomar como z_{min} .

1.9.5. Edificios u otras estructuras flexibles o dinámicamente sensibles

Para edificios u otras estructuras flexibles o dinámicamente sensibles tal como se definen en el artículo 1.2, el factor de efecto de ráfaga se debe calcular mediante:

Aceleración máxima en la dirección del viento

La aceleración máxima en dirección del viento como una función de la altura sobre la superficie del terreno está dada por:

$$G_f = 0,925 \left(\frac{1 + 1,7 I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1,7 g_v I_z} \right) \quad (1.9-10)$$

donde:

g_Q y g_v se deben adoptar igual a **3,4**

g_R se determina mediante la expresión

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600 n_1)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(3600 n_1)}} \quad (1.9-11)$$

El factor de respuesta resonante, R , está dado por:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0,53 + 0,47 R_L)} \quad (1.9-12)$$

$$R_n = \frac{7,47 N_1}{(1 + 10,3 N_1)^{5/3}} \quad (1.9-13)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{\bar{V}_z} \quad (1.9-14)$$

Los factores de efectos relativos a la altura, ancho y longitud del edificio son:

$$R_h = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2\eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h})$$

$$R_B = \frac{1}{\eta_B} - \frac{1}{2\eta_B^2} (1 - e^{-2\eta_B})$$

$$R_L = \frac{1}{\eta_L} - \frac{1}{2\eta_L^2} (1 - e^{-2\eta_L}) \quad (1.9-15a)$$

donde los factores de correlación en las correspondientes direcciones, evaluados a la frecuencia natural reducida son:

$$\eta_h = 4,6 n_1 h / \bar{V}_z$$

$$\eta_B = 4,6 n_1 B / \bar{V}_z$$

$$\eta_L = 15,4 n_1 L / \bar{V}_z \quad (1.9-15b)$$

Las dimensiones h , B y L son definidas en el artículo 1.3.

n_1 frecuencia natural fundamental

β relación de amortiguamiento, porcentaje del crítico (p. ej., para **2 %** usar **0,02** en la expresión)

$\bar{V}_z$ velocidad media horaria de viento, en m/s, a la

$$\ddot{X}_{max}(z) = g_{\ddot{x}} \sigma_{\ddot{x}}(z) \quad C 1.9-4$$

$$g_{\ddot{x}} = \sqrt{2 \ln(n_1 T)} + \frac{0,5772}{\sqrt{2 \ln(n_1 T)}} \quad C 1.9-5$$

donde:

T intervalo de tiempo en segundos sobre el cual se computa la aceleración máxima, tomando comúnmente **3600 segundos** para representar **1 hora**.

En la **Tabla C 1.9-2** se dan ejemplos de cálculo del desplazamiento máximo en la dirección del viento y de los valores máximo y rms de la aceleración en la dirección del viento.

Frecuencia fundamental aproximada

Para estimar la respuesta dinámica de las estructuras, es esencial el conocimiento de la frecuencia fundamental (frecuencia natural más baja) de la estructura. Este valor también está presente para determinar si son necesarias estimaciones de la respuesta dinámica.

La mayoría de los códigos de computación usados en el análisis de estructuras pueden dar estimaciones de las frecuencias naturales de la estructura que se está analizando. Sin embargo, para las etapas de diseño preliminar están disponibles algunas relaciones empíricas para el período del edificio T_a ($T_a = 1/n_1$) en el **INPRES-CIRSOC 103 - Parte I - 2018**.

Sin embargo, se hace notar que estas expresiones se basan en recomendaciones para diseño sismoresistente con una tendencia inherente hacia estimaciones más altas de las frecuencias fundamentales (Goel and Chopra, 1997 y 1998). Para aplicaciones en diseño de viento, estos valores pueden ser no conservadores porque una frecuencia estimada más alta que la frecuencia real puede producir valores más bajos del factor de efecto de ráfaga y concomitantemente una presión de viento de diseño más baja.

Sin embargo, Goel and Chopra (1997 y 1998) también citan límites inferiores de estimaciones de frecuencia que son más adecuados para el uso en aplicaciones de viento. Estas expresiones de límite inferior se dan en el artículo 1.9.2, los gráficos de estas expresiones se muestran en la **Figura C 1.9-1**.

Debido a que estas expresiones están basadas en edificios regulares, se necesitan limitaciones basadas en la altura y la esbeltez. La longitud efectiva en la dirección del viento, L_{ef} , usa un promedio ponderado en altura de los distintos valores de L para la evaluación de la esbeltez. La parte superior del edificio es lo más importante, por lo tanto la ponderación en altura es apropiada.

Este método es una ecuación de primer orden apropiada para tratar edificios con retranqueos. También se puede realizar el cálculo explícito del factor de efecto de ráfaga mediante los otros métodos dados en el artículo 1.9.

La observación de ensayos en túnel de viento de edificios

altura $\bar{z}$ calculada mediante la expresión:

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{\alpha}} V \quad (1.9-16)$$

donde:

$\bar{b}$ y $\bar{\alpha}$ constantes listadas en **Tabla 1.9-1**

V velocidad básica de viento, en m/s.

1.9.6. Análisis racional

En lugar del procedimiento definido en los artículos 1.9.4 y 1.9.5, se puede calcular el factor de efecto de ráfaga mediante un análisis racional propuesto en la bibliografía reconocida.

1.9.7. Limitaciones

Cuando se presentan factores de efecto de ráfaga combinados con coeficientes de presión, (GC_p), (GC_{pi}) y (GC_{pf}) en Tablas y Figuras, el factor de efecto de ráfaga no se debe obtener separadamente.

donde la frecuencia se calcula usando programas computacionales de análisis revela la siguiente expresión para frecuencia, apropiada para edificios más bajos que **120 m** de altura, aplicable a todos los edificios de hormigón o acero.

$$n_1 = 30,48/h \quad (h \text{ en m}) \quad \text{valor promedio} \quad \text{C 1.9-6}$$

$$n_a = 22,86/h \quad (h \text{ en m}) \quad \text{valor límite inferior} \quad \text{C 1.9-7}$$

La expresión (C 1.9-7) para el valor límite inferior se presenta en el artículo 1.9.3.

Basándose en mediciones de edificios en escala natural bajo la acción del viento, se ha propuesto la siguiente expresión para aplicaciones de viento (Zhou and Kareem, 2001, Zhou y asoci., 2002):

$$n_1 = 45,72/h \quad (h \text{ en m}) \quad \text{C 1.9-8}$$

Esta expresión de la frecuencia se basa en edificios más antiguos y sobreestima la frecuencia común en la construcción de EEUU para edificios más pequeños con menos de **120 m** de altura, pero se torna más exacta para edificios altos con alturas mayores que **120 m**.

La norma Australiana y Neozelandesa AS/NZS1170.2, el Eurocódigo ENV 1991-2-4, el Código de Práctica de Hong Kong sobre los efectos del viento y otros, han adoptado la expresión (C 1.9-8) para todos los tipos de edificios y todas las alturas.

Estudios recientes en Japón que involucran una serie de edificios sometidos a excitaciones de baja amplitud han llevado a las siguientes expresiones para las frecuencias naturales de edificios (Sataka y asoci., 2003):

$$n_1 = 67/h \quad (h \text{ en m}) \quad \text{edificios de hormigón} \quad \text{C 1.9-9}$$

$$n_1 = 50/h \quad (h \text{ en m}) \quad \text{edificios de acero} \quad \text{C 1.9-10}$$

Las expresiones basadas en edificios japoneses dan por resultado estimaciones de frecuencia mayores que aquellos obtenidos a partir de las expresiones generales dadas en C 1.9-6 hasta C 1.9-8, ya que particularmente el conjunto de datos japoneses ha limitado las observaciones para los edificios más flexibles, sensibles a los efectos del viento y la construcción japonesa tiende a ser más rígida.

Para postes o mástiles en voladizo de sección transversal uniforme (en los cuales domina la acción de flexión):

$$n_1 = (0,56/h^2) \sqrt{(EI/m)} \quad \text{C 1.9-11}$$

donde:

EI rigidez a flexión de la sección
 m masa por altura unitaria

Esta fórmula se puede usar para mástiles con una leve conicidad, usando un valor promedio de EI y de m (ECCS, 1978).

Una fórmula aproximada para postes circulares, cónicos, en voladizo (ECCS, 1978) es:

$$n_1 = [\lambda / (2\pi h^2)] \sqrt{EI/m} \quad \text{C 1.9-12}$$

donde:

h altura
 E, I, m se calculan para la sección transversal en la base
 λ depende de los espesores de la pared en la punta y en la base, e_t y e_b y del diámetro externo en la punta y en la base, d_t y d_b , según la siguiente fórmula:

$$\lambda = [1,9 e^{(-4d_t/d_b)}] + \left[\frac{6,65}{0,9 + \left(\frac{e_t}{e_b}\right)^{0,666}} \right] \quad \text{C 1.9-13}$$

La expresión (C 1.9-12) se reduce a la (C 1.9-11) para mástiles uniformes. Para torres de celosía independientes (sin accesorios agregados tales como antenas o pórticos de iluminación) (AS3995-1994):

$$n_1 \approx 1500 w_a / h^2 \quad \text{C 1.9-14}$$

donde:

w_a ancho promedio de la estructura, en m
 h altura de la torre

Una fórmula alternativa para torres de celosía (con accesorios agregados) (Wyatt, 1984) es:

$$n_1 = \left(\frac{L_N}{h}\right)^{2/3} \left(\frac{w_b}{h}\right)^{1/2} \quad \text{C 1.9-15}$$

donde:

w_b ancho de base de la torre
 L_N 270 m para torres de base cuadrada
 L_N 230 m para torres de base triangular

Amortiguamiento estructural

El amortiguamiento estructural es una medida de la disipación de energía en una estructura que está vibrando, que tiende a detener su movimiento. El amortiguamiento se define como la relación de la energía disipada en un ciclo de oscilación a la cantidad máxima de energía en la estructura en ese ciclo.

Hay tantos mecanismos de amortiguamiento estructural como hay modos de convertir energía mecánica en calor. Los mecanismos más importantes son amortiguamiento material y amortiguamiento de interfase.

En la práctica ingenieril, el mecanismo de amortiguamiento a menudo se trata aproximadamente como amortiguamiento viscoso porque esto conduce a ecuaciones lineales

de movimiento. Esta medida de amortiguamiento, en términos de relación de amortiguamiento, se asigna comúnmente basándose en el material de construcción, por ejemplo, acero u hormigón.

El cálculo de los efectos de cargas dinámicas requiere la relación de amortiguamiento como dato de entrada. En aplicaciones de viento, relaciones de amortiguamiento de *1 %* y de *2 %* se usan típicamente en los EEUU para edificios de acero y hormigón, respectivamente, a niveles de servicio, mientras que ISO (1997) sugiere *1 %* y *1,5 %* para acero y hormigón, respectivamente.

Las relaciones de amortiguamiento para edificios vibrando cerca de los límites de diseño por resistencia pueden ser significativamente más altas, y se adoptan comúnmente valores entre *2,5 %* y *3 %*.

Los valores de amortiguamiento para estructuras soporte de acero de carteles, chimeneas y torres pueden ser mucho menores que para edificios y pueden caer en el intervalo de *0,15 %* a *0,5 %*. Los valores de amortiguamiento de estructuras especiales como conductos verticales de acero pueden ser tan bajos como *0,2 %* a *0,6 %* y *0,3 %* a *1,0 %* para chimeneas de acero no revestidas o revestidas, respectivamente. (ASME, 1992; y CICIND, 1999).

Estos valores pueden ser una guía para el diseño. Los niveles de amortiguamiento utilizados en aplicaciones de cargas de viento son menores que el *5 %* de las relaciones de amortiguamiento comunes en aplicaciones sísmicas, porque los edificios sujetos a cargas de viento responden esencialmente de forma elástica, mientras que los edificios sujetos a sismos de nivel de diseño responden inelásticamente a niveles más altos de amortiguamiento.

Debido a que el nivel de respuesta estructural en estados de servicio y supervivencia es diferente, los valores de amortiguamiento asociados con estos estados pueden diferir. Más aún, debido al número de mecanismos responsables por el amortiguamiento, los limitados datos a escala natural manifiestan una dependencia en factores tales como material, altura y tipo de sistema estructural y fundación (Kijewski-Correa y asoci., 2013).

La Comisión de Amortiguamiento del Instituto de Arquitectura de Japón sugiere diferentes valores de amortiguamiento para estos estados basados en una gran base de datos de amortiguamiento descripta en Sataka y asoci. (2003).

Recientemente el grupo NatHaz ha desarrollado una base de datos interactiva de relaciones de amortiguamiento determinadas experimentalmente a escala natural (Kareem y asoci., 2012). La base de datos es pública y se puede consultar en <https://vortex-winds.org>.

Agregado al amortiguamiento estructural, una estructura oscilando en el aire puede experimentar amortiguamiento aerodinámico. En general la contribución del amortiguamiento aerodinámico es pequeña comparada con el amortiguamiento estructural, y es positiva en velocidades de viento bajas a moderadas.

Dependiendo de la forma estructural, en algunas velocidades de viento, el amortiguamiento aerodinámico puede volverse negativo, lo que puede conducir a oscilaciones inestables. En estos casos, se debe referir a la bibliografía reconocida o a estudio en túnel de viento.

Procedimiento alternativo para calcular cargas de viento

El concepto de factor de efecto de ráfaga implica que el efecto de ráfagas se puede tener en cuenta adecuadamente multiplicando la distribución de la carga media de viento con la altura por un solo factor. Esta es una aproximación.

Si resulta necesario una representación más precisa de efectos de ráfaga, se puede usar el procedimiento alternativo de este artículo. Tiene en cuenta el hecho que las fuerzas de inercia creadas por la masa del edificio, mientras éste se mueve bajo la acción del viento, tienen una distribución diferente con la altura que las cargas medias de viento o las cargas debidas a las acciones directas de las ráfagas. (ISO, 1997; y Sataka y asoci., 2003).

La formulación alternativa de la distribución de carga estática equivalente, utiliza el valor pico del momento flector en la base y lo expresa en términos de fuerzas de inercia en diferentes niveles del edificio. Para cargas de viento, se usa un momento flector en la base en lugar del corte en la base, como en ingeniería sismorresistente, ya que es menos sensible a las desviaciones desde una forma modal lineal. Para una discusión más detallada sobre este procedimiento de carga de viento, ver ISO (1997) y Sataka y asoci. (2003).

Procedimiento alternativo: carga de viento estática equivalente en la dirección del viento

La carga de viento estática equivalente en la dirección del viento para las componentes media, de base y resonante se obtiene usando el procedimiento delineado en el texto siguiente:

La componente de la carga media de viento $\bar{P}_j$ en el nivel de piso j^{mo} está dada por:

$$\bar{P}_j = q_j \times C_p \times A_j \times \bar{G} \quad \text{C 1.9-16}$$

donde:

- j nivel de piso
- z_j altura del j^{mo} piso sobre el nivel de terreno
- q_j presión dinámica a la altura z_j
- C_p coeficiente de presión externa
- $\bar{G}$ factor de velocidad de ráfaga;
 $\bar{G} = 0,925 (1 + 1,7 g_v I_z)^{-1}$

El valor pico de la componente base de la carga de viento $\hat{P}_{Bj}$ en el nivel de piso j^{mo} está dada de manera similar por:

$$\hat{P}_{Bj} = \bar{P}_j G_B / \bar{G} \quad \text{C 1.9-17}$$

donde:

G_B componente base del factor de efecto de ráfaga

$$G_B = 0,925 \left(\frac{1,7 I_z g_Q Q}{1 + 1,7 g_v I_z} \right)$$

El valor pico de la componente resonante de la carga de viento $\hat{P}_{Rj}$ en el nivel de piso j^{mo} se obtiene distribuyendo la respuesta resonante del momento flector base a cada nivel:

$$\hat{P}_{Rj} = C_{Mj} \hat{M}_R \quad \text{C 1.9-18}$$

$$C_{Mj} = \frac{w_j \phi_j}{\sum w_j \phi_j z_j} \quad \text{C 1.9-19}$$

$$\hat{M}_R = \bar{M} G_R / \bar{G} \quad \text{C 1.9-20}$$

$$\bar{M} = \sum_{j=1,n} \bar{P}_j z_j \quad \text{C 1.9-21}$$

donde:

C_{Mj} factor de distribución de carga vertical

$\hat{M}_R$ valor pico de la componente resonante del momento flector en la base

w_j porción de la carga gravitatoria total del edificio ubicada o asignada al nivel j

n total de pisos del edificio

ϕ_j valor de la primera forma modal estructural a nivel j

$\bar{M}$ momento flector medio en la base, producido por la carga media de viento

G_R componente resonante del factor de efecto de ráfaga

$$G_R = 0,925 \left(\frac{1,7 I_z g_R R}{1 + 1,7 g_v I_z} \right)$$

Procedimiento alternativo: respuesta en la dirección del viento

A través de un simple análisis estático la respuesta pico del edificio en la dirección del viento se puede obtener mediante:

$$\hat{r} = \bar{r} + \sqrt{\hat{r}_B^2 + \hat{r}_R^2} \quad \text{C 1.9-22}$$

donde:

$\bar{r}$, $\hat{r}_B$ y $\hat{r}_R$ son el valor medio y picos de fondo y resonante, respectivamente, de la respuesta de interés, por ejemplo, fuerzas de corte, momento o desplazamiento.

Una vez que se obtuvo la distribución estática equivalente de cargas de viento, cualquier componente de respuesta, incluida la aceleración, se puede obtener usando un análisis

estático simple. Se sugiere combinar la respuesta, como se mostró más arriba, en vez de combinar cargas, por ejemplo:

$$\hat{P}_j = \bar{P}_j + \sqrt{\hat{P}_{Bj}^2 + \hat{P}_{Rj}^2} \quad C 1.9-23$$

debido a que los componentes de carga de base y resonante normalmente tienen distribuciones diferentes a lo largo de la altura del edificio. Se puede encontrar información adicional en ISO (1997) y Sataka y asoc. (2003).

Cargas aerodinámicas sobre edificios altos – Una base de datos interactiva

Bajo la acción del viento, los edificios altos oscilan simultáneamente en dirección del viento, transversal al viento y en direcciones torsionales. Mientras que las cargas en la dirección del viento se han tratado exitosamente en términos de factores de ráfaga basados en teoría cuasi-estacionaria y teoría de fajas, las cargas transversales al viento y torsionales no se pueden tratar de esta manera, ya que estas cargas no se pueden relacionar de una forma sencilla a las fluctuaciones en el flujo incidente.

En general, la mayoría de las normas actuales dan pocos lineamientos para la respuesta transversal al viento y torsional (Zhou y asoc., 2002; Chen and Kareem, 2004; Kwon and Kareem, 2013; Bernardini y asoc., 2013).

Para brindar algún lineamiento en los pasos del diseño preliminar de edificios, se presenta una base de datos interactiva de cargas aerodinámicas para evaluar cargas dinámicas inducidas por viento sobre una serie de edificios aislados genéricos (Zhou y asoc., 2002; Kwon y asoc., 2008).

Aunque el análisis basado en esta base de datos experimental no pretende reemplazar el ensayo en túnel de viento en los pasos finales del diseño, provee al usuario de una metodología para aproximarse a las respuestas transversal al viento y torsional que no se trataron previamente en los primeros pasos del diseño.

La base de datos consiste en mediciones con balanza de alta frecuencia que incluyen siete modelos de edificios rectangulares, con una relación de lados (D/B , donde D es la profundidad de la sección de edificio a lo largo de la dirección del viento incidente, que en este reglamento se denomina L) de $1/3$ a 3 , y tres relaciones de aspecto para cada modelo de edificio en dos flujos incidentes, a saber BL_1 ($\bar{\alpha} = 0,16$) y BL_2 ($\bar{\alpha} = 0,35$) que corresponden a una exposición de campo abierto y a una urbana, respectivamente.

Los datos son accesibles mediante una interfase amigable basada en Java del Laboratorio de Modelado de Amenazas Naturales de la Universidad de Notre Dame, USA (<http://aerodata.ce.nd.edu>). Mediante el uso de este portal interactivo, los usuarios pueden seleccionar la geometría y dimensiones de un edificio modelo entre las opciones disponibles y especificar una condición urbana o de campo

abierto.

Zhou y asoc. (2002) y Kwon y asoc. (2008) presentan un ejemplo de edificio alto para demostrar el análisis utilizando la base de datos. El edificio es alto, de base cuadrada de acero con dimensiones $H \times W_1 \times W_2 = 200 \text{ m} \times 40 \text{ m} \times 40 \text{ m}$ y un radio de giro promedio de 18 m . Las tres frecuencias de modo fundamental, f_1 , son $0,2$; $0,2$ y $0,35 \text{ Hz}$ en las direcciones X, Y y Z respectivamente; las formas del modo son todas lineales (igual a $1,0$); y no hay acoplamiento modal.

La densidad del edificio es igual a 250 kg/m^3 . Este edificio está localizado en exposición A o cercano a la condición de ensayo **BL₂** de la base de datos. En esta ubicación la velocidad de referencia de la ráfaga de diseño de 3 s para un intervalo de recurrencia de **700 años** es 51 m/s en ASCE 7-16 (el ejemplo trata de un edificio en Estados Unidos).

Para requerimientos de servicio, la velocidad de la ráfaga de diseño de 3 s para un intervalo de recurrencia de **10 años** es 34 m/s en ASCE 7-16. A los fines de este ejemplo solamente, la relación de amortiguamiento estructural del primer modo crítico fue **0,01** para ambos diseños, de servicio y supervivencia.

Hay que señalar que en este ejemplo el edificio experimenta efectos de carga transversales al viento mucho más altos que en la dirección del viento, lo cual reitera la importancia de las cargas de viento y sus efectos en la dirección transversal (al viento).

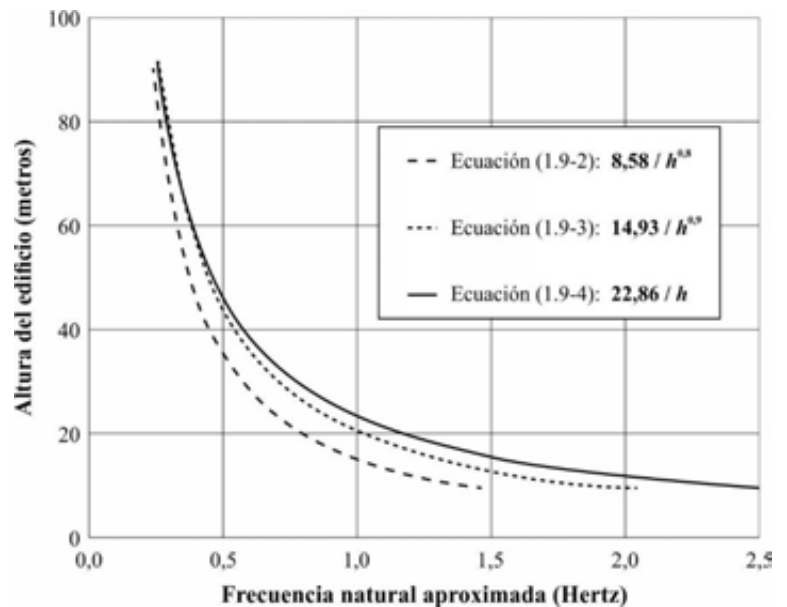


Figura C 1.9-1. Ecuaciones para el límite inferior aproximado de la frecuencia natural n_a versus la altura del edificio.

Tabla C 1.9-1. Ejemplo de cálculo: factores de efecto de ráfaga

FACTOR POR DEFECTO PARA EDIFICIO RIGIDO (exige que $n_1 \geq 1$)			
G	Factor de efecto de ráfaga	0,85	Ecuación (1.9-1)
CALCULO ALTERNATIVO DEL FACTOR PARA EDIFICIO RIGIDO (exige que $n_1 \geq 1$)			
h	Altura media de la cubierta	183 m	Datos del usuario
B	Ancho en dirección normal a la dirección del viento	30 m	Datos del usuario
L	Dimensión paralela a la dirección del viento	30 m	Datos del usuario
z̄	Altura equivalente de la estructura	110 m	0,6h (art. 1.9.4)
Categoría de exposición		B	
c	Factor de intensidad de turbulencia a 10 m	0,3	Tabla 1.9-1
I_{z̄}	Intensidad de la turbulencia a la altura equivalente	0,201	Ecuación (1.9-7)
ℓ	Factor de escala de longitud integral de la turbulencia a 10 m	98 m	Tabla 1.9-1
ε̄	Exponente de la ley potencial del perfil de la escala de longitud integral de la turbulencia	1/3	Tabla 1.9-1
L_{z̄}	Escala de longitud integral de la turbulencia a la altura equivalente	217,8 m	Ecuación (1.9-9)
Q²	Cuadrado del factor de respuesta base	0,616	Ecuación (1.9-8)
g_Q	Factor de pico para la respuesta base	3,4	Art. 1.9.4
g_v	Factor de pico de velocidad	3,4	Art. 1.9.4
G	Factor de efecto de ráfaga calculado	0,818	Ecuación (1.9-6)
CALCULOS ADICIONALES PARA EDIFICIO FLEXIBLE (cualquier valor de n_1)			
V	Velocidad básica del viento	51 m/s	
n₁	Frecuencia natural fundamental en la dirección del viento	0,2 Hz	Análisis o aproximación racional
β	Relación de amortiguamiento	0,01	Estimación racional
ᾱ	Exponente de la ley potencial del perfil de velocidad media del viento	1/4,5	Tabla 1.9-1
b̄	Factor de ráfaga 1/F a 10 m	0,47	Tabla 1.9-1
V̄_{z̄}	Velocidad media del viento a la altura equivalente	41,15 m/s	Ecuación (1.9-16)
N₁	Frecuencia natural reducida	1,053	Ecuación (1.9-14)
R_n	Factor de respuesta de resonancia para n	0,128	Ecuación (1.9-13)
η_h	Parámetro de decaimiento vertical	4,094	Art. 1.9.5: 4,6 n₁ h / V̄_{z̄}
η_B	Parámetro de decaimiento en dirección transversal al viento	0,682	Art. 1.9.5: 4,6 n₁ B / V̄_{z̄}
η_L	Parámetro de decaimiento en la dirección del viento	2,285	Art. 1.9.5: 15,4 n₁ L / V̄_{z̄}
R_h	Factor de respuesta resonante para h	0,214	Ecuación (1.9-15a)
R_B	Factor de respuesta resonante para B	0,666	Ecuación (1.9-15a)
R_L	Factor de respuesta resonante para L	0,343	Ecuación (1.9-15a)
R²	Cuadrado de la respuesta resonante	1,261	Ecuación (1.9-12)
g_R	Factor de pico para la respuesta resonante	3,787	Ecuación (1.9-11)
G_f	Factor de efecto de ráfaga	1,162	Ecuación (1.9-10)

Tabla C 1.9-1 (Cont.). Ejemplo de cálculo: factores de efecto de ráfaga

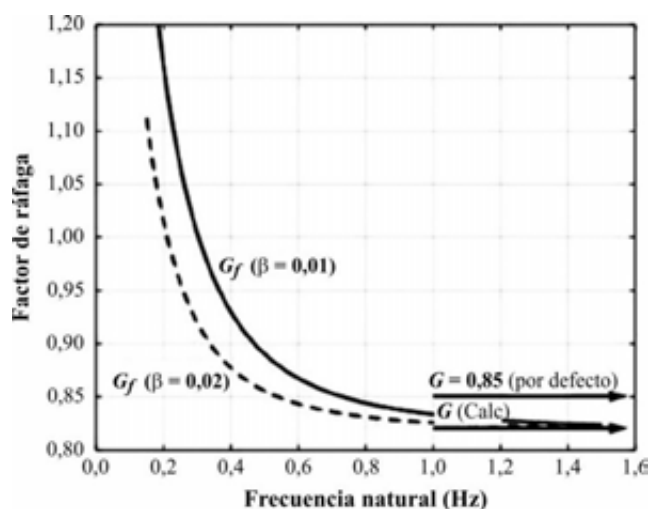


Tabla C 1.9-2. Ejemplo: respuesta en la dirección del viento

V	Velocidad básica del viento	51,4 m/s	
ρ	Densidad del aire	1,24 kg/m ³	Al nivel del mar
C_{pw}	Coefficiente de presión externa, pared a barlovento	0,8	<i>Figura 2.4-1(cont.)</i>
C_{pw}	Coefficiente de presión externa, pared a sotavento	-0,5	<i>Figura 2.4-1(cont.)</i>
C_{fx}	Coefficiente de fuerza en la dirección del viento	1,3	
ξ	Exponente de la ley potencial de la forma modal	1	Análisis estructural
$\hat{\alpha}$	Inversa de α	1/7,5	<i>Tabla 1.9-1</i>
$\hat{b}$	Parámetro del perfil de velocidad	0,84	<i>Tabla 1.9-1</i>
$\bar{V}_z$	Velocidad de ráfaga de 3 s a la altura $\bar{z}$	59,4 m/s	Art. C 1.9
K	Coefficiente de carga modal	0,501	
ρ_b	Densidad del edificio	192,1 kg/m ³	Diseño arquitectónico
μ	Masa del edificio por unidad de altura	178.448 kg/m	
m_1	Masa modal	10.878.295 kg	
DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE LA PARTE SUPERIOR DEL EDIFICIO EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO PARA ESTADO LÍMITE ÚLTIMO			
$\phi(h)$	Forma modal en $z = h$	1,0	
$X_{max}(h)$	Desplazamiento máximo de la parte superior del edificio	0,53 m	Ecuación (C 1.9-1)
VALOR RMS DE LA ACELERACIÓN DE LA PARTE SUPERIOR DEL EDIFICIO EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO PARA CONDICIÓN DE SERVICIO			
V	Velocidad básica del viento, período de retorno 10 años	34 m/s	
$\bar{V}_z$	Velocidad media horaria del viento a la altura $\bar{z}$	27,2 m/s	Ecuación (C 1.9-3)
R	Factor de respuesta resonante	0,744	Ecuación (1.9-12)
$\sigma_{\ddot{x}}(h)$		0,038 m/s ²	Ecuación (C 1.9-2)
ACELERACIÓN MÁXIMA DE LA PARTE SUPERIOR DEL EDIFICIO EN LA DIRECCIÓN DEL VIENTO PARA CONDICIÓN DE SERVICIO			
T	Período del máximo	3600 s	Tradicional
$g_{\ddot{x}}$	Factor de pico	3,79	Ecuación (C 1.9-5)
$\ddot{X}_{max}(h)$		0,146 m/s ²	Ecuación (C 1.9-4)
Nota: Véase la <i>Tabla C 1.9-1</i> para consultar otros elementos que no se muestran aquí.			

1.10. CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTO

1.10.1. Generalidades

Para la adopción de los coeficientes de presión interna, todos los edificios se clasifican en cerrados, parcialmente cerrados, parcialmente abiertos o abiertos, tal como se define en el artículo 1.2.

1.10.2. Aberturas

A fin de determinar la clasificación de cerramientos, se debe establecer la cantidad de aberturas en la envolvente del edificio. Para hacer esta determinación, cada pared del edificio se debe asumir como pared a barlovento para la consideración de la cantidad de aberturas presentes con respecto al resto de la envolvente del edificio.

1.10.2.1. Resistencia de las aberturas

Todas las aberturas, sus paneles, soportes, guías, fijaciones y elementos similares se deben diseñar para resistir la presión neta del viento según el **Capítulo 5**.

1.10.3. Protección de aberturas vidriadas

Las aberturas vidriadas en edificios de Categoría de Riesgo II, III o IV ubicados en regiones con detritus arrastrados por el viento se considerarán abiertas durante el viento de diseño a menos que se protejan como se especifica en este artículo.

C 1.10. CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTO

La magnitud y sentido de la presión interna dependen de la magnitud y ubicación de aberturas alrededor de la envolvente del edificio con respecto a una dirección de viento dada. De acuerdo con esto, el reglamento requiere que se haga una determinación de la cantidad de aberturas en la envolvente para evaluar la clasificación del cerramiento (cerrado, parcialmente cerrado, parcialmente abierto o abierto).

Las “aberturas” se definen específicamente en esta versión del reglamento como “espacios abiertos o agujeros en la envolvente del edificio los cuales permiten que el aire fluya a través de la envolvente del edificio y que se diseñan como abiertos durante los vientos de diseño”.

Ejemplos de esto incluyen puertas, ventanas operables, tomas de aire mediante tubos de admisión para aire acondicionado y/o sistemas de ventilación, rendijas alrededor de puertas, rendijas deliberadas en revestimientos, y persianas flexibles y operables.

La porosidad para un “edificio cerrado” es tal que no hay suficientes aberturas en la envolvente exterior del edificio para permitir un flujo de aire significativo dentro del mismo. La porosidad de un edificio “parcialmente cerrado” es tal que hay aberturas en la pared a barlovento del edificio para permitir el ingreso del viento y no hay suficientes aberturas en el resto de la envolvente como para permitir salir al flujo de aire sin incrementar significativamente la presión interna. La porosidad para un edificio “parcialmente abierto” es tal que existen aberturas en la pared a barlovento para permitir el ingreso del viento al edificio y existen suficientes aberturas en el resto de la envolvente que permiten que algo del flujo de aire salga pero con algún incremento de la presión interna. La porosidad para un “edificio abierto” es tal que el flujo de aire puede entrar y salir del edificio sin un incremento relevante de la presión interna.

La clasificación de edificio “parcialmente abierto” se ha agregado al reglamento para ayudar al usuario a entender que un edificio con aberturas y porosidad significativa (tal como un estacionamiento abierto) que no se ajusta a los requerimientos de clasificación de “parcialmente cerrado” no se clasifica automáticamente como “abierto” o “cerrado”.

Una vez que se conoce la clasificación de cerramientos, el diseñador entra en **Tabla 1.11-1** para seleccionar el coeficiente de presión interna apropiado.

C 1.10.3. Protección de aberturas vidriadas

Esta versión del reglamento tiene cinco términos aplicables a cerramientos: regiones con detritus transportados por el viento, vidriado, vidriado resistente a impacto, sistema de protección contra impacto y vidriado no protegido. El artículo 1.10.3.1 especifica “regiones con detritus transportados por el viento” para alertar al diseñador sobre las áreas que requieren tener en consideración el diseño

para impacto de proyectiles y las aberturas potenciales en la envolvente del edificio. El artículo 1.10.3 requiere que los vidriados en edificios de Categoría II, III, y IV en regiones con detritus transportados por el viento se protejan con un sistema protector contra impactos o sea hecho con vidriado resistente a impacto para reducir el daño causado por viento y agua durante tormentas de diseño. “Vidriado” se define como “cualquier lámina de vidrio o plástico transparente o translúcido que se usa en ventanas, puertas, claraboyas o muros cortina”. “Vidriado resistente a impacto” se define específicamente como “vidriado que se ha demostrado mediante ensayo que resiste el impacto de los proyectiles de ensayo”. “Sistema de protección contra impacto sobre vidriado” pueden ser postigos o mamparas diseñadas para resistir el impacto de proyectiles de ensayo. “Vidriado no protegido” es el vidriado que no es resistente a impacto ni cuenta con un sistema de protección contra impacto.

El artículo 1.10.3.2 establece las condiciones que deben cumplir los cerramientos comprendidos en el artículo 1.10.3.1.

1.10.3.1. Regiones con detritus arrastrados por el viento

Las aberturas se deben proteger de acuerdo con el artículo 1.10.3.2 en las siguientes ubicaciones:

1. dentro de **1500 m** de la línea costera media de marea alta, donde la velocidad básica de viento es igual o mayor que **58 m/s**, o bien
2. en áreas donde la velocidad básica de viento es igual o mayor que **63 m/s**.

Para edificios y otras estructuras de categoría de riesgo II y categoría de riesgo III, excepto instalaciones de salud, la región con detritus arrastrados por el viento debe estar basada en la **Figura 1.5-1A**. Para instalaciones de salud con categoría de riesgo III y para edificios y otras estructuras con categoría de riesgo IV, la región con detritus arrastrados por el viento debe estar basada en la **Figura 1.5-1B**. Las categorías de riesgo deben establecerse de acuerdo con la **Tabla 1.14-1**.

Excepción: pueden no contar con protección aquellos vidriados ubicados a más de **20 m** sobre el nivel de terreno y a más de **10 m** sobre nivel de cubiertas con superficie de agregados, incluyendo grava o piedra de balasto, que se encuentren dentro de un radio de **450 m** del edificio.

C 1.10.3.1. Regiones con detritus arrastrados por el viento

Argentina no cuenta hasta el momento en que se preparó el presente reglamento con investigación pertinente a detritus transportados por el viento, más allá de un conjunto de casos documentados de daños causados durante tormentas. **CIRSOC 102 - 2005** establecía que el vidriado en los **20 m** inferiores de edificios de categoría II, III y IV ubicados en regiones susceptibles de ser afectadas por partículas arrastradas por el viento debía ser resistente a impactos o protegida por una cobertura que lo fuera; o tal vidriado debía asimilarse a una abertura.

Sin embargo, **CIRSOC 102 - 2005** no incluía criterios para identificar cuándo una región es susceptible de ser afectadas por partículas arrastradas por el viento ni qué se entiende por “resistente a impactos”.

A diferencia de la norma ASCE 7, que eliminó la opción de vidriado sin protección para la mayoría de los edificios en la revisión de 2005, para reducir la cantidad de daño por viento y agua a edificios durante acontecimientos de tormentas de viento de diseño, en esta edición del **Reglamento CIRSOC 102** se mantiene esa opción atendiendo a la falta de una articulación plenamente desarrollada entre la industria de manufactura de cerramientos y la industria de la construcción.

En ausencia de criterios propios, las regiones con detritus transportados por el viento quedan definidas por el artículo 1.10.3.1, que está adaptado de ASCE 7.

Si bien ASCE 7 hace hincapié en que el artículo 1.10.3.2 se aplica en regiones afectadas por huracanes, luego introduce una definición de las regiones con detritus transportados por el viento a la que llama “región expandida”; es decir una definición ligada a velocidades umbrales que incluye las regiones afectadas por huracanes

y otras zonas que no lo están, con lo que de hecho, la condición de región afectada por huracanes se vuelve redundante.

Una revisión de tipos de edificios y estructuras comúnmente incluidos en categoría de riesgo III sugiere que en las regiones con detritus transportados por el viento los problemas de seguridad de vidas humanas son de la mayor importancia en instalaciones de cuidado de la salud. En consecuencia, para instalaciones de cuidado de la salud, la velocidad básica que se toma para confrontar con la velocidad umbral para decidir si se aplica el artículo 1.10.3.2 es más alta que para el resto de las estructuras comprendidas en la categoría III.

1.10.3.2. Requisitos de protección para aberturas vidriadas

Los sistemas de aberturas comprendidos en el artículo 1.10.3.1, incluyendo sistemas protectores contra impacto, vidriados resistentes a impacto o cortinas de enrollar, entre otros, se deben someter a ensayos con proyectiles de acuerdo con las normas nacionales que sean de aplicación y se deben diseñar para la presión diferencial especificada en el **Capítulo 5**.

C 1.10.3.2. Requisitos de protección para aberturas vidriadas

Para los edificios de Categorías II, III, o IV ubicados en regiones con detritus transportados por el viento, el reglamento requiere la protección del vidriado en los **20 m** inferiores con un sistema de protección contra impacto, o se tenga vidriado resistente a impacto, o el área de vidriado se suponga abierta (Surry y asoc., 1977; Reinhold, 1982; Stubbs and Perry, 1993). Una excepción en el artículo 1.10.3.1 permite el vidriado no protegido cuando esté ubicado a más de **20 m** sobre el nivel de terreno y a más de **10 m** sobre nivel de cubiertas con superficie de agregados, incluyendo grava o piedra de balasto, que se encuentren dentro de un radio de **450 m** del edificio.

El vidriado no protegido por encima de **20 m** del nivel de referencia se puede romper cuando exista una fuente de detritus. En estas alturas más elevadas, la fuente predominante de detritus que causaron daños en eventos de viento documentados previamente, fueron los agregados desprendidos de cubiertas. Esto incluye grava o piedra usado como balasto que no está protegido por un parapeto lo suficientemente alto. De acuerdo con esto, si existe un techo con superficie de agregados dentro de un radio de **450 m** de un edificio nuevo, el vidriado en el nuevo edificio a partir de los **10 m** por encima del edificio fuente hasta el nivel de referencia necesitará ser protegido con un sistema protector contra impacto, o ser hecho de vidriado resistente a impacto, o el área de vidriado debe suponerse abierta.

Si se propone para el nuevo edificio una cubierta con agregado, éste también se debe considerar como fuente de detritus porque el agregado puede ser soplado de la cubierta y propulsado hacia vidriados en el lado a sotavento del edificio. Las siguientes referencias dan más información relativa al daño en vidriados debido a escombros: Beason y asoc. (1984), Minor (1985 y 1994), Kareem (1986), y Behr and Minor (1994).

Este reglamento establece que los sistemas protectores contra impacto y los vidriados resistentes a impacto se deben someter a ensayos con proyectiles de acuerdo con las normas nacionales que sean de aplicación.

Hasta tanto no se disponga de normas nacionales sobre ensayos de aberturas resistentes a impactos de detritus arrastrados por el viento, se debe cumplir con las condiciones mínimas especificadas en el artículo C 1.10.3.2.1, que se han adaptado de la norma Australiana-Neozelandesa AS/NZS 1170.2:2011 (2011). También se aceptan como válidos aquellos sistemas de vidriado que hayan sido ensayados conforme a la norma ASTM E 1886 (ASTM 2019), con los proyectiles, velocidades de impacto y criterios de pasa/falla especificados en ASTM E 1996 (ASTM 2017). En el caso de aplicar estas normas, los vidriados y sistemas protectores contra impacto en edificios y estructuras clasificados como Categoría de riesgo IV según la **Tabla 1.14-1**, deben cumplir con los requerimientos de “protección mejorada” según Tabla 3 de ASTM E 1996; y los vidriados y sistemas protectores contra impacto en todas las otras estructuras deben cumplir con los requerimientos de “protección básica” según Tabla 3 de ASTM E 1996.

Nota para el usuario: en el caso de aplicar ASTM E 1996, las zonas de viento para usar en la determinación del tamaño de proyectil que se debe aplicar para el ensayo de impacto, se deben ajustar para el uso con los mapas de velocidad de viento de **CIRSOC 102** y las correspondientes regiones de detritus arrastrados por el viento, ver artículo 1.10.3.1.

Condiciones mínimas de ensayo de carga de impacto de los detritus transportados por el viento

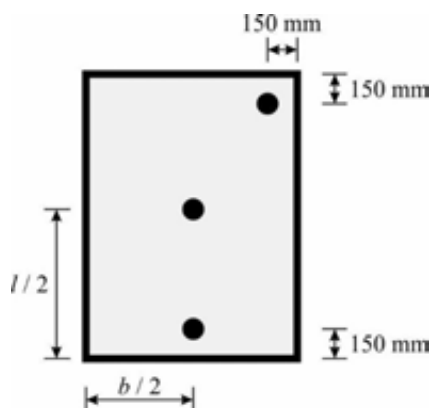
Hasta tanto no se disponga de normas nacionales sobre ensayos de aberturas resistentes a impactos de detritus arrastrados por el viento, cuando se especifique que el vidriado debe ser resistente a impacto, se deben cumplir con las condiciones mínimas de ensayo que se especifican en este artículo.

Al menos un espécimen de vidriado será sometido al impacto de:

- (a) una pieza de madera de **4 kg** de masa con una sección transversal nominal de **100 mm x 50 mm** que impacta con una velocidad igual a **0,4V** para trayectorias horizontales y **0,1V** para trayectorias verticales; y
- (b) una bola de acero de **8 mm** de diámetro (aproximadamente **2 gramos** de masa) que impacta a **0,4 V** para trayectorias horizontales y **0,3 V** para trayectorias verticales,

siendo **V** la velocidad básica del viento indicada en el artículo 1.5.1.

Cada proyectil debe impactar el espécimen de ensayo, sucesivamente, dentro de un círculo de **130 mm** de diámetro en las ubicaciones que se indican en la figura.



Criterio de aceptación – rechazo

El espécimen luego de la serie de impactos no debe presentar una fisura mayor de **130 mm** de largo por **1 mm** de ancho por donde pueda fluir el aire, o un orificio por donde pueda pasar una esfera de **75 mm** de diámetro.

Los sistemas de protección no deben presentar una deformación mayor que **0,8 veces** la distancia mínima entre esta y el vidriado a proteger.

1.10.4. Portones de cocheras

Los portones de cocheras que cumplan los criterios de los artículos 1.10.3 y 1.10.3.1, incluyendo sistemas protectores contra impacto, portones, puertas seccionales de garajes, cortinas de enrollar u otros sistemas de bandas horizontales soportadas en los extremos, se deben someter a ensayos con proyectiles de acuerdo con las normas nacionales que sean de aplicación y se deben diseñar para la presión diferencial especificada en el **Capítulo 5**.

La evaluación de la resistencia a la presión diferencial debe incluir elementos tales como soportes, fijaciones, marcos, guías, trabas, y debe considerar los efectos de la variación de la distancia entre extremos debidos a flexión o catenaria.

Excepción: Se podrá omitir esta verificación en edificios de categorías de riesgo I y II. En este caso los portones se considerarán abiertos durante el viento de diseño.

1.10.5. Clasificaciones múltiples

Si un edificio por definición cumple simultáneamente con las condiciones de edificio “abierto” y “parcialmente cerrado”, se debe clasificar como edificio “abierto”.

1.11. COEFICIENTES DE PRESIÓN INTERNA

Los coeficientes de presión interna, (GC_{pi}), se deben adoptar de **Tabla 1.11-1** en base a la clasificación de cerramientos del edificio presentada en el artículo 1.2.

C 1.10.4. Portones de cocheras

Para los edificios de Categorías II, III, o IV ubicados en regiones con detritus transportados por el viento, los portones de cocheras y cortinas de enrollar deben ser resistentes a impacto de detritus arrastrados por el viento. Hasta tanto no se disponga de normas nacionales específicas, se debe cumplir con las condiciones mínimas especificadas en el artículo C 1.10.3.2.1. También se aceptan como válidos aquellos ensayos que cumplan los criterios especificados en ANSI/DASMA 115 (2017) referentes a proyectiles, velocidad de impacto y criterio pasa-falla.

C 1.11. COEFICIENTES DE PRESIÓN INTERNA

Los valores del coeficiente de presión interna en **Tabla 1.11-1** se obtuvieron a partir de ensayos en túnel de viento (Stathopoulos y asoci., 1979) y datos a escala natural (Yeats and Metha, 1993). Aun cuando los ensayos en túnel de

1.11.1. Factor de reducción para edificios de gran volumen, R_i

Para edificios parcialmente cerrados que contienen un gran volumen único, no dividido, el coeficiente de presión interna, (GC_{pi}) , se debe multiplicar por el siguiente factor de reducción, R_i :

$$R_i = 1,0 \text{ o bien}$$

$$R_i = 0,5 \left(1 + \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{V_i}{6950 A_{og}}}} \right) < 1,0 \quad (1.11-1)$$

donde:

A_{og} área total de aberturas en la envolvente del edificio (paredes y cubierta), en m^2

V_i volumen interno no dividido, en m^3

viento se realizaron ante todo para edificios de baja altura, se supuso 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 asume que el edificio no tiene abertura o aberturas dominantes y que los escapes de pequeñas pérdidas que realmente existen están esencialmente distribuidos de manera uniforme sobre la envolvente del edificio.

En los valores del coeficiente de presión interna para edificios parcialmente cerrados se asume que el edificio tiene una abertura o aberturas dominantes. Para tales edificios, la presión interna está dictada por la presión externa en la abertura y típicamente se incrementa de manera substancial como resultado.

Las cargas netas, es decir, la combinación de las presiones internas y externas, también se incrementan significativamente sobre las superficies del edificio que no contienen la abertura. Por lo tanto, valores más altos de (GC_{pi}) de $+0,55$ y $-0,55$ son aplicables en este caso.

Estos valores incluyen un factor de reducción para tener en cuenta la falta de perfecta correlación entre la presión interna y las presiones externas sobre las superficies del edificio que no contienen la abertura (Irwin, 1987; y Beste and Cermak, 1996). Tomados aisladamente, los coeficientes de presión interna pueden llegar a valores de $\pm 0,8$ (o posiblemente más aún en el lado negativo).

Para edificios parcialmente cerrados que contienen un gran espacio no particionado, el tiempo de respuesta de la presión interna se incrementa, y por lo tanto ésta no responde tan rápidamente a cambios repentinos de la presión en una abertura. Por lo tanto, el factor de ráfaga aplicable a la presión interna se reduce.

La expresión (1.11-1), que está basada en Vickery and Bloxham (1992) e Irwin and Dunn (1994), se presenta como un medio de ajustar el factor de ráfaga debido a este efecto sobre estructuras con grandes espacios internos, tales como estadios y grandes naves.

Debido a la naturaleza de los huracanes o vientos de similar intensidad, y a la exposición a los peligros de detritus (Minor and Behr, 1993), el vidriado ubicado debajo de **20 m** por encima del nivel de terreno de edificios ubicados en regiones con detritus transportados por el viento, tienen una vulnerabilidad ampliamente variable y comparativamente alta a la rotura debido a proyectiles, a menos que el vidriado pueda soportar cargas razonables de proyectiles y la subsecuente carga de viento, o que el vidriado esté protegido adecuadamente. (Ver el artículo C 1.10 para el tratamiento de vidriado por encima de **20 m**).

Cuando el vidriado se rompe con proyectiles, puede dar por resultado el desarrollo de presiones internas más altas, las cuales pueden sobrecargar el revestimiento o estructura si esta situación no se tuvo en cuenta en el diseño. La rotura del vidriado también puede dar por resultado un

importante ingreso de agua, lo que resulta en un daño considerable al edificio y sus contenidos (Surry y asoc., 1977; Reinhold, 1982; y Stubbs and Perry, 1993).

La influencia de la compartimentación en la distribución de la presión interna incrementada no fue tomada en cuenta. Si el espacio detrás del vidriado roto está separado del resto del edificio mediante una partición suficientemente fuerte y razonablemente hermética, la presión interna incrementada probablemente se confinará en aquel compartimiento.

Sin embargo, si el compartimiento no es estanco, (p.e, hay una puerta abierta a un corredor, o colapsa una pared), la presión interna incrementada se propagará más allá del compartimiento inicial muy rápidamente. El próximo compartimiento puede contener la presión más alta, o también podrían formarse brechas, permitiendo de esa forma que la presión interna incrementada continúe propagándose.

Debido a la gran cantidad de fugas de aire que a menudo suceden en las grandes puertas de galpones y hangares, los diseñadores de hangares deberían considerar utilizar los coeficientes de presión interna para edificios parcialmente cerrados de *Tabla 1.11-1*.

Tabla 1.11-1. Coeficientes de presión interna para edificios (SPRFV, Componentes y Revestimientos), (GC_{pi})

Clasificación de cerramiento	Criterio para clasificación de cerramiento	Presión interna	(GC_{pi})
Edificios abiertos	$A_0 \geq 0,8A_g$	Despreciable	0,00
Edificios parcialmente abiertos	Un edificio que no cumple con clasificaciones cerradas, parcialmente cerradas o abiertas	Moderado	+0,18 -0,18
Edificios parcialmente cerrados	$A_0 > 1,10A_{0i}$ $A_0 > 0,4 \text{ m}^2$ ó $> 0,01A_g$, el que sea menor $A_{0i}/A_{gi} \leq 0,20$	Elevado	+0,55 - 0,55
Edificios cerrados	$A_0 \leq 0,01A_g$, ó $0,4 \text{ m}^2$, el que sea menor	Moderado	+0,18 - 0,18
Notas: 1. Los signos más y menos significan presiones actuando hacia y desde las superficies internas. 2. Los valores de (GC_{pi}) se deben usar con q_z o q_h como se especifica en el artículo 5.12. 3. Para determinar los requisitos de carga crítica para la condición apropiada, se deben considerar dos casos: I. un valor positivo de (GC_{pi}) aplicado a todas las superficies internas. II. un valor negativo de (GC_{pi}) aplicado a todas las superficies internas.			

1.12. FACTOR DE ALTITUD

C 1.12. FACTOR DE ALTITUD

El factor de altitud del suelo para ajustar la densidad del aire, K_e , se obtendrá de acuerdo con la **Tabla 1.12-1**. Se permite tomar $K_e = 1$ para todas las altitudes.

La relación entre la presión del aire y su densidad a la elevación z relativa a los valores estándares en $z = 0$, a temperatura constante, está dada por la fórmula barométrica:

$$p_z/p_0 = \rho_z/\rho_0 = e^{-gz/RT} \quad \text{C 1.12-1}$$

Tabla 1.12-1. Factor de altitud del terreno, K_e

Altitud del terreno sobre el nivel del mar	Factor de altitud del terreno, K_e
< 0 m	Ver nota 2
0 m	1,00
300 m	0,96
600 m	0,93
900 m	0,90
1200 m	0,86
1500 m	0,83
1800 m	0,80
> 1800 m	Ver nota 2
Notas: 1. La aproximación conservadora $K_e = 1,00$ se permite en todos los casos. 2. El factor K_e se calculará interpolando valores de la Tabla 1.12-1 o de la siguiente fórmula para todas las altitudes: $K_e = e^{-0,000119z_g}$ donde: z_g altitud del terreno sobre el nivel del mar, en m.	

donde

g = aceleración de la gravedad = $9,807 \text{ m/s}^2$

R = constante particular del aire = $287 \frac{\text{N}\cdot\text{m}}{\text{kg}\cdot\text{K}}$

T = temperatura absoluta = 288 K

Con estos valores y la elevación z = altitud (altura sobre el nivel del mar), la relación se determina a partir de las fórmulas dadas en la **Tabla 1.12-1**, donde $K_e = \rho_z / \rho_0$.

Se permite tomar $K_e = 1,0$ en todos los casos. Se advierte que esto es ligeramente no-conservador para elevaciones por debajo del nivel del mar. La comisión considera que es razonable permitir esto dado que el efecto es muy pequeño para áreas debajo del nivel del mar en Argentina (0 a -105 m en el Gran Bajo de San Julián, lo que representa una diferencia máxima de $1,2 \%$ de incremento en la densidad del aire).

1.13. PRESIÓN DINÁMICA

C 1.13. PRESIÓN DINÁMICA

1.13.1. Coeficiente de exposición para la presión dinámica

C 1.13.1. Coeficiente de exposición para la presión dinámica

Sobre la base de la categoría de exposición establecida en el artículo 1.7.3, se calculará un coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , según corresponda, a partir de la **Tabla 1.13-1**. En el caso de un emplazamiento situado en una zona de transición entre las categorías de exposición que esté cerca de un cambio en la rugosidad de la superficie del suelo, se permitirán valores intermedios de K_z o K_h , entre los que figuran en la **Tabla 1.13-1**, siempre que se calculen mediante un método de análisis racional definido en la literatura reconocida.

El coeficiente de exposición para la presión dinámica K_z se puede obtener de las expresiones:

$$K_z = 2,41 \left[\frac{z}{z_g} \right]^{2/\alpha} \quad \text{para } 5 \text{ m} \leq z \leq z_g \quad \text{C 1.13-1}$$

$$K_z = 2,41 \left[\frac{5}{z_g} \right]^{2/\alpha} \quad \text{para } z < 5 \text{ m} \quad \text{C 1.13-2a}$$

$$K_z = 2,41 \quad \text{para } z_g < z \leq 1000 \text{ m} \quad \text{C 1.13-2b}$$

en las que los valores de α y z_g se dan en la **Tabla 1.9-1**. Estas expresiones están también en la **Tabla 1.13-1**, para ayudar al usuario.

Al igual que las ediciones de ASCE 7 entre ASCE 7-95 y ASCE 7-16, **CIRSOC 102-2005** establecía un valor máximo de K_z de $2,01$ limitando la altura z a la altura nominal de la capa límite atmosférica, denominada altura gradiente, z_g . La altura gradiente se basó inicialmente en investigación de las décadas del 60 y 70 (p. ej., Davenport, 1960). Posteriormente, los estudios de Harris and Deaves (1981) y Zilitinkevich and Esau (2002) mostraron que las alturas gradientes en grandes tormentas sinópticas son mucho más grandes (p. ej., entre 2000 m y 4000 m) que los valores volcados en **CIRSOC 102-2005**, que están entre 200 m y 500 m . Además, se conoce que las velocidades de viento en tales tormentas continúan creciendo con la altura

Tabla 1.13-1. Coeficientes de exposición para la presión dinámica, K_h y K_z

Altura sobre el nivel del terreno, z	Exposición (Nota 1)		
	B	C	D
(m)	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 - 5	0,59	0,87	1,05
10	0,71	1,00	1,19
15	0,79	1,08	1,27
20	0,85	1,15	1,34
25	0,90	1,20	1,39
30	0,95	1,25	1,44
35	0,99	1,29	1,47
40	1,02	1,33	1,51
45	1,05	1,36	1,54
50	1,08	1,39	1,57
60	1,14	1,44	1,62
70	1,19	1,49	1,66
80	1,23	1,53	1,70
90	1,27	1,56	1,74
100	1,30	1,60	1,77
110	1,34	1,63	1,80
120	1,37	1,66	1,83
130	1,40	1,69	1,85
140	1,43	1,71	1,88
150	1,45	1,74	1,90

Notas:

- El coeficiente de exposición para la presión dinámica se puede determinar mediante la siguiente expresión:
 Para $z < 5 \text{ m}$: $K_z = 2,41 (5 / z_g)^{2/\alpha}$
 Para $5 \text{ m} \leq z \leq z_g$: $K_z = 2,41 (z / z_g)^{2/\alpha}$
 Para $z_g < z \leq 1000 \text{ m}$: $K_z = 2,41$
- α y z_g se obtienen de la **Tabla 1.9-1**.
- Se permite la interpolación lineal para valores intermedios de la altura z . Las categorías de exposición están definidas en el artículo 1.7.

más allá de esos valores de z_g (Irwin, 2006; Simiu y asoci., 2016).

Estudios recientes de ciclones tropicales (Tse y asoci., 2013) también mostraron valores mayores de z_g que los del reglamento. Como a alturas elevadas la ley potencial de velocidades, en uso tanto en **CIRSOC 102** como en ASCE 7, se desvía significativamente de los perfiles de velocidad basados en la teoría de capa límite y en mediciones (Panofsky and Dutton, 1984); y como se sabe que perfiles de velocidad que se extienden hasta los **1000 m** son razonablemente precisos (Irwin, 2006), en ASCE 7-22 se incrementaron los valores de z_g a **1000 m**, **750 m** y **590 m** para las Exposiciones B, C y D, respectivamente, y se siguió el mismo criterio en la presente actualización de **CIRSOC 102**.

Consecuentemente, los exponentes de la ley potencial se recalibraron usando modelos de perfil de velocidad de viento más recientes (Harris and Deaves, 1981; Kelly y asoci., 2019). A la altura z_g de la exposición que se esté considerando, se limitó el valor de K_z a un máximo de **2,41**. Por encima de esta altura y hasta los **1000 m**, se adoptó un valor de K_z constante. Sin embargo, para edificios y otras estructuras de altura mayor a z_g , o para tipos de viento que difieran significativamente de vientos sinópticos, se deben ejecutar estudios especiales. Dado que los perfiles para Exposiciones B, C y D están simplificados para trabajar dentro de las condiciones de este reglamento, es aceptable usar en su lugar perfiles específicos del emplazamiento, determinados por un método de análisis racional definido en la literatura, tal como el modelo de ESDU (1982 y 1993).

La **Tabla 1.13-1** (Tabla 5 en **CIRSOC 102-2005**) se ajustó en la presente revisión del reglamento a las fórmulas de K_z aquí presentadas. Sin embargo, donde los valores actualizados de K_z están dentro de **0,01** de los valores tabulados en la edición previa, se mantuvieron los valores sin cambios. Se tienen variaciones de ese rango o menores en alturas de hasta **9 m** en exposición B, **37 m** en exposición C y **150 m** en exposición D. La intención fue desestimar cambios insignificantes de K_z en la tabla para alturas que cubriesen la mayoría de los edificios bajos y otras estructuras, para los cuales los valores tabulados de K_z se usan más a menudo.

Los valores de α dados en la **Tabla 1.9-1** (**7,5**; **9,8** y **11,5** para Exposiciones B, C y D respectivamente) definen perfiles de ráfagas usados para calcular K_z . Estos valores se actualizaron siguiendo ASCE 7-22, donde se actualizaron por primera vez desde 1995. Los valores de $\bar{\alpha}$ en la **Tabla 1.9-1** iguales a **1/4,5**; **1/6,4** y **1/8,0** para Exposiciones B, C y D respectivamente, sólo se usan para calcular el factor de ráfaga, G_f , para estructuras flexibles, en el artículo 1.9.5.

El perfil de Exposición B está truncado por debajo de los **10 m**, manteniendo constante el valor de K_z por debajo de esta altura, para componentes y revestimientos.

Si bien las expresiones y los parámetros para definir K_z no variaron respecto de *CIRSOC 102-2005*, se permite tener en cuenta situaciones de categorías de rugosidad intermedias, mediante un método racional. Un procedimiento de este tipo de presenta a continuación.

Con una aproximación razonable, el exponente empírico α y la altura gradiente z_g en las expresiones precedentes ((C 1.13-1) y (C 1.13-2)) para el coeficiente de exposición K_z se pueden relacionar a la longitud de rugosidad z_0 , (z_0 está definida en el artículo C 1.7) mediante las relaciones:

$$\alpha = c_1 z_0^{-0,104} \quad \text{C 1.13-3}$$

y

$$z_g = c_2 z_0^{0,127} \quad \text{C 1.13-4}$$

donde $c_1 = 6,69$ y $c_2 = 1166$, cuando z_0 y z_g están en m.

Las relaciones precedentes se basan en igualar los modelos empíricos de capa límite propuestos por Harris and Deaves (1981) y Kelly y asoc. (2019) con la ley potencial de las expresiones (C 1.13-1) y (C 1.13-2). Los modelos corresponden a un viento gradiente de **75 m/s** en la latitud de **40°**. Si z_0 se determinó para una distancia de alcance a barlovento particular, entonces se pueden usar las expresiones (C 1.13-1) a (C 1.13-4) para evaluar K_z . La correspondencia implícita en estas relaciones entre z_0 y los parámetros α y z_g no se alinea exactamente con lo que se describe en la **Tabla 1.9-1**. Sin embargo, las diferencias son relativamente pequeñas y no tienen consecuencias prácticas. El siguiente método simplificado (Irwin, 2006) permite evaluar K_z siguiendo una transición de una rugosidad superficial a otra.

En terreno uniforme, el viento viaja una distancia suficiente sobre el terreno para que la capa límite planetaria llegue a un estado de equilibrio. Los valores del coeficiente de exposición en la **Tabla 1.9-1** están propuestos para esta condición.

Suponiendo que el lugar de ubicación está a una distancia x metros a sotavento de un cambio en el terreno, el valor de equilibrio del coeficiente de exposición a la altura z para la rugosidad del terreno a sotavento del cambio se denotará como K_{zd} (el subíndice d por “downwind”), y el valor de equilibrio para la rugosidad del terreno a barlovento del cambio se denotará como K_{zu} (el subíndice u por “upwind”). El efecto del cambio en la rugosidad del terreno sobre el coeficiente de exposición en el lugar se puede representar ajustando K_{zd} con un incremento ΔK , llegando así a un valor corregido de K_z para el lugar de ubicación:

$$K_z = K_{zd} + \Delta K \quad \text{C 1.13-5}$$

en esta expresión ΔK se calcula usando:

$$\Delta K = (K_{10u} - K_{10d}) \frac{K_{zd}}{K_{10d}} F_{\Delta K}(x) \quad \text{C 1.13-6}$$

$$|\Delta K| \leq |K_{zu} - K_{zd}|$$

donde:

K_{10d} y K_{10u} son respectivamente valores de equilibrio a barlovento y sotavento del coeficiente de exposición a **10 m** de altura, y

$F_{\Delta K}(x)$ está dada por:

$$F_{\Delta K}(x) = \log_{10} \left(\frac{x_1}{x} \right) / \log_{10} \left(\frac{x_1}{x_0} \right) \quad \text{para } x_0 < x < x_1$$

C 1.13-7

$$F_{\Delta K}(x) = 1 \quad \text{para } x < x_0$$

$$F_{\Delta K}(x) = 0 \quad \text{para } x > x_1$$

En las relaciones precedentes

$$x_0 = c_3 \times 10^{-(K_{10d} - K_{10u})^2 - 2,3} \quad \text{C 1.13-8}$$

donde:

c_3 constante = **1 km**

x_1 longitud = **10 km** para $K_{10d} < K_{10u}$ (viento que va desde terreno más suave a barlovento a terreno más áspero a sotavento), o

x_1 = **100 km** para $K_{10d} > K_{10u}$ (viento que va desde terreno más áspero a barlovento a terreno más suave a sotavento).

La descripción precedente, que se ajusta a lo propuesto por Irwin (2006), se efectúa en términos de un solo cambio de rugosidad.

En ASCE 7 se extiende el procedimiento a cambios múltiples de rugosidad. Se señala sin embargo que esta extensión del método no está soportada por bibliografía. En el Ejemplo 2 de este artículo se describe cómo abordar cambios múltiples de rugosidad.

Ejemplo 1, cambio de rugosidad único:

Se supone que el edificio tiene **20 m** de altura y sus alrededores son suburbanos con una longitud de rugosidad $z_0 = 0,3$ m. Sin embargo, el lugar de emplazamiento está a **600 m** a sotavento del borde del suburbio, más allá del cual el terreno abierto es característico de campo abierto con $z_0 = 0,03$ m. De las expresiones (C 1.13-1), (C 1.13-3) y (C 1.13-4) para terreno abierto:

$$\alpha = c_1 z_0^{-0,104} = 6,69 \times 0,03^{-0,104} = 9,6$$

$$z_g = c_2 z_0^{0,127} = 1166 \times 0,03^{0,127} = 747 \text{ m}$$

Aplicando entonces la expresión (C 1.13-1) a **20 m** y **10 m** de altura,

$$K_{zu} = 2,41 \left[\frac{20}{750} \right]^{2/9,6} = 1,13$$

y

$$K_{10u} = 2,41 \left[\frac{10}{750} \right]^{2/9,6} = 0,98$$

De manera similar, para terreno suburbano:

$$\alpha = c_1 z_0^{-0,104} = 6,69 \times 0,3^{-0,104} = 7,6$$

$$z_g = c_2 z_0^{0,127} = 1166 \times 0,3^{0,127} = 1001 \text{ m}$$

Por lo tanto

$$K_{zd} = 2,41 \left[\frac{20}{1000} \right]^{2/7,5} = 0,85$$

$$K_{10d} = 2,41 \left[\frac{10}{1000} \right]^{2/7,5} = 0,71$$

De la expresión (C 1.13-8):

$$x_0 = c_3 \times 10^{-(K_{10d} - K_{10u})^2 - 2,3}$$

$$x_0 = 1,0 \times 10^{-(0,71 - 0,98)^2 - 2,3} = 0,0042 \text{ km}$$

De la expresión (C 1.13-7):

$$F_{\Delta K}(x) = \log_{10} \left(\frac{x_1}{x} \right) / \log_{10} \left(\frac{x_1}{x_0} \right)$$

$$F_{\Delta K}(x) = \log_{10} \left(\frac{10}{0,6} \right) / \log_{10} \left(\frac{10}{0,0042} \right) = 0,36$$

Por lo tanto, de la expresión (C 1.13-6):

$$\Delta K = (K_{10u} - K_{10d}) \frac{K_{zd}}{K_{10d}} F_{\Delta K}(x)$$

$$\Delta K = (0,98 - 0,71) \frac{0,85}{0,71} 0,36 = 0,12$$

Se debe notar que debido a que $|\Delta K|$ es $0,12$, que es menor que el valor $0,28$ de $|K_{zu} - K_{zd}|$, se debe conservar $0,12$. Finalmente, de la expresión (C 1.13-5), el valor de K_z es:

$$K_z = K_{zd} + \Delta K = 0,85 + 0,12 = 0,97$$

Debido a que el valor $0,97$ para K_z se encuentra entre los valores $0,85$ y $1,15$, que se podrían obtener de la **Tabla 1.13-1** para exposiciones B y C respectivamente, la interpolación es aceptable. Si cae por debajo del valor de exposición B, entonces se debe usar del valor de K_z de exposición B. El valor $K_z = 0,97$ se puede comparar con el valor $1,16$ que sería necesario por el simple requisito de 800 m de longitud de alcance del artículo 1.7.3.

El caso más común de un único cambio de rugosidad donde se necesita un valor interpolado de K_z es para la transición de exposición C a exposición B, como en el

ejemplo que se acaba de presentar. Para esta transición en particular, usando los valores típicos de z_0 de **0,03 m** y **0,3 m**, la fórmula precedente se puede simplificar a:

$$K_z = K_{zd} \left(1 + 0,107 \log_{10} \left(\frac{10}{x} \right) \right) \quad \text{C 1.13-9}$$

$$K_{zB} \leq K_z \leq K_{zC}$$

Donde x está en km, y K_{zd} se calcula usando $\alpha = 7,5$.

K_{zB} y K_{zC} son los coeficientes de exposición en las exposiciones B y C normalizadas. Se debe notar que es aceptable usar el z_0 típico más bien que el límite inferior para exposición B al derivar esta fórmula, porque la tasa de transición de los perfiles de viento depende de la rugosidad promedio sobre distancias significativas, y no de anomalías de rugosidad local.

Los efectos potenciales de las anomalías de rugosidad local, tales como playas de estacionamiento y campos de juego, se cubren usando el valor del coeficiente de exposición, K_{zB} , de la exposición normalizada B como límite inferior para el valor calculado de K_z .

Ejemplo 2: Cambio de rugosidad múltiple

Se supone una situación con un canal costero tal como se ilustra en la **Figura C 1.13-1**, donde el viento viene de mar abierto con rugosidad tipo D, para la cual se supone $z_0 = 0,005 \text{ m}$, y pasa sobre una franja de terreno de **1600 m** de ancho, que está cubierta de edificios que producen la típica rugosidad de tipo B, (es decir $z_0 = 0,3 \text{ m}$).

Luego pasa sobre una ancha franja de **3200 m** de canal costero donde la rugosidad está caracterizada nuevamente por el valor para aguas abiertas, $z_0 = 0,005 \text{ m}$. Luego viaja sobre **160 m** de rugosidad tipo B, $z_0 = 0,3 \text{ m}$, antes de llegar al lugar de ubicación, estación 3 en la **Figura C 1.13-1**, donde se requiere el coeficiente de exposición a **15 m** de altura.

Para abordar un caso como éste, se aplica **tres veces** el procedimiento de cambio de rugosidad único. Cada vez que se aplica el procedimiento se obtienen los valores de una fila de la **Tabla C 1.13-1**. A los fines de ordenar el cálculo, se utilizará un supraíndice para distinguir a los parámetros que se calculan con las expresiones (C 1.13-1) a (C 1.13-8). El supraíndice indica la estación que se toma como referencia para calcular esos parámetros. Así, $K_{zu}^{(i)}$ y $K_{zd}^{(i)}$ denotan los valores de equilibrio del coeficiente de exposición a la altura z para las rugosidades a barlovento y a sotavento de la estación i , respectivamente (se calculan con las expresiones (C 1.13-1) a (C 1.13-3)).

El procedimiento de cambio de rugosidad único se aplica entonces primero para computar K_{10} en la estación 1. A este coeficiente se lo llama $K_{10}^{(1)}$. Luego se vuelve a aplicar el procedimiento para computar K_{10} en la estación 2, al que se llamará $K_{10}^{(2)}$. Para ello debe determinarse $\Delta K_{10}^{(2)}$ usando el valor de $K_{10}^{(1)}$ en lugar del valor de equilibrio $K_{10u}^{(1)}$ que se

usaría en un cambio de rugosidad único. Este valor de ΔK entonces se agrega al valor de equilibrio $K_{10d}^{(1)}$ para obtener $K_{10}^{(2)}$. Hay que notar que en esta segunda iteración, al aplicar la expresión (C 1.13-8), hay una ligera modificación, quedando la misma de la siguiente manera:

$x_0^{(2)} = c_3 \times 10^{-(K_{10d}^{(1)} - K_{10}^{(1)})^2 - 2,3}$; es decir que en el exponente del lado derecho, el segundo coeficiente de exposición no es un valor de equilibrio.

Se debe notar, que el valor de $K_z^{(2)}$ no puede ser más bajo que $K_z^{(1)}$. El proceso entonces se repite para la transición entre estaciones 2 y 3.

El valor del coeficiente de exposición a **15 m** de altura en la estación 3, que se aprecia en la tabla es **1,002**.

Esto está por encima de aquél para exposición B, que es **0,80**, pero por debajo del de exposición D, que es **1,28**; y en un orden similar a aquél de exposición C, que es **1,07**.

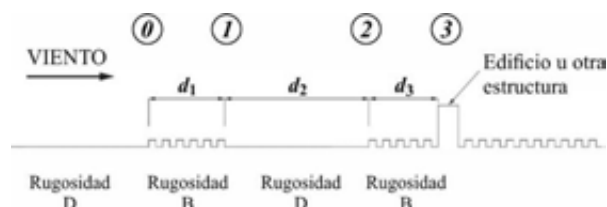


Figura C 1.13-1. Múltiples cambios de rugosidad debido a la vía navegable costera.

Tabla C 1.13-1. Coeficientes de exposición tabulados

Transición del mar a estación 1	$K_{10u}^{(0)}$ 1,192	$K_{10d}^{(0)}$ 0,715		$F_{\Delta K}^{(1)}$ 0,226	$\Delta K_{10}^{(1)}$ 0,108	$K_{10}^{(1)}$ 0,823
Transición de estación 1 a estación 2	$K_{10}^{(1)}$ 0,823	$K_{10d}^{(1)}$ 1,192		$F_{\Delta K}^{(2)}$ 0,337	$\Delta K_{10}^{(2)}$ -0,124	$K_{10}^{(2)}$ 1,068
Transición de estación 2 a estación 3	$K_{10}^{(2)}$ 1,068	$K_{10d}^{(2)}$ 0,715	$K_{15d}^{(2)}$ 0,796	$F_{\Delta K}^{(3)}$ 0,524	$\Delta K_{15}^{(3)}$ 0,206	$K_{15}^{(3)}$ 1,002
Nota: en las tres filas de la tabla, los valores de equilibrio de los coeficientes de exposición K_{10u} , K_{10d} y K_{15d} se calcularon a partir de la expresión (C 1.13-1) usando los valores α y z_g obtenidos de las expresiones (C 1.13-3) y (C 1.13-4), con los valores de rugosidad correspondientes. En las transiciones de las estaciones 1 a 3, todos los valores que no corresponden a valores de equilibrio incorporan los cálculos hechos en la fila anterior.						

1.13.2. Presión dinámica

La presión dinámica evaluada a la altura z sobre el terreno será calculada por la siguiente expresión:

$$q_z = 0,613 K_z K_{zt} K_d K_e V^2 \quad (1.13-1)$$

donde:

q_z presión dinámica, en N/m².

K_z coeficiente de exposición para la presión

C 1.13.2. Presión dinámica

La velocidad básica del viento se convierte a presión dinámica q_z en N/m² a la altura z mediante el uso de la expresión (1.13-1). La constante en esta expresión refleja la densidad de masa del aire igual a **1,225 kg/m³** para la atmósfera normal, esto es a **15°C** de temperatura, a una presión a nivel del mar de **101,325 kPa**, y dimensiones asociadas con velocidad del viento en m/s. La constante se obtiene de acuerdo con la ley de Bernoulli como sigue:

- dinámica, ver artículo 1.13.1.
 K_{zt} factor topográfico, ver artículo 1.8.1.
 K_d factor de direccionalidad, ver artículo 1.6.
 K_e factor de altitud, ver artículo 1.12.
 V velocidad básica del viento, en m/s, ver artículo 1.5.

La presión dinámica a la altura media de cubierta es calculada como $q_h = q_z$ evaluada con la expresión (1.13.1) usando K_z a la altura media de cubierta.

La velocidad básica del viento, V , usada en la evaluación de las cargas de viento de diseño de estructuras sobre cubierta, equipamiento sobre cubierta y otros accesorios de edificios debe considerar la Categoría de Riesgo igual o mayor de las siguientes:

1. Categoría de Riesgo del edificio en el cual el equipamiento o accesorio está ubicado, o
2. Categoría de Riesgo de cualquier instalación a la cual el equipamiento o accesorio provee un servicio necesario.

1.14. CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

1.14.1. Categoría de riesgo

Los edificios y otras estructuras se clasifican, sobre la base del riesgo para la vida humana, la salud y el bienestar asociado con su daño o falla por la naturaleza de su ocupación o uso, de acuerdo con la **Tabla 1.14-1** a los fines de la aplicación de las cargas de viento.

Cada edificio u otra estructura debe ser asignado a la más alta categoría de riesgo aplicable.

Cuando el código de edificación o norma equivalente especifica una categoría de ocupación, la categoría de riesgo no debe ser menor que la categoría de ocupación allí especificada.

$$p = \frac{1}{2} \rho V^2$$

$$p = \frac{1}{2} \left(1,225 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) \left(\frac{1 \text{ N}}{1 \frac{\text{kg m}}{\text{s}^2}} \right) \left(V \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)^2 = 0,613 V^2 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

El valor de la densidad del aire se puede ajustar para condiciones diferentes al valor estándar de la atmósfera usando el factor K_e como se describe en el artículo C 1.12.

C 1.14. CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

En esta edición del Reglamento el factor de importancia para cargas de viento fue eliminado (o eventualmente igualado a 1) dado que los cambios implementados en relación a los mapas de viento implican la consideración de velocidades de diseño menos probables a medida que aumenta la categoría de riesgo, lo que hace redundante el uso de un factor de importancia. Ese tema se encuentra desarrollado en detalle en el artículo C 1.5.1.

Las Categorías de Riesgo en la **Tabla 1.14-1** se usan para relacionar los criterios asociados a las máximas cargas medioambientales o máximas distorsiones especificadas en este reglamento con las consecuencias que tendría para la estructura y sus ocupantes que esas cargas sean excedidas. Durante muchos años este reglamento usó el término “Categoría de Ocupación” como lo hacían los reglamentos de construcción. Sin embargo, el término “ocupación” como se usa en los reglamentos de construcción se relaciona primariamente a aspectos asociados a protección de la vida y protección contra incendios, en oposición a los riesgos asociados con falla estructural. Se adoptó el término Categoría de Riesgo en lugar del anterior Categoría de Ocupación para distinguir entre estas dos consideraciones. La numeración de la Categoría de Riesgo permanece sin cambios respecto a ediciones anteriores pero el criterio para seleccionar una categoría se ha generalizado en relación a la estructura y sus descriptores de ocupación.

Tabla 1.14-1. Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras

Uso u ocupación del edificio u otra estructura	Categoría de riesgo
Edificios y otras estructuras que representan bajo riesgo para la vida humana ante un evento de falla.	I
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en las categorías de riesgo I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras cuya falla representa un riesgo sustancial para la vida humana . Edificios y otras estructuras no incluidos en la categoría de riesgo IV, con potencial para causar un impacto económico sustancial y/o una disrupción masiva de la vida cotidiana de la comunidad ante un evento de falla. Edificios y otras estructuras no incluidos en la categoría de riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones de manufactura, procesos, manipulación, almacenamiento, uso o disposición de sustancias tales como combustibles peligrosos, químicos peligrosos, residuos peligrosos, explosivos) conteniendo sustancias tóxicas o explosivas donde la cantidad de material excede un umbral de cantidad establecido por la Autoridad Jurisdiccional y es suficiente para producir una amenaza para el público si se liberan.	III
Edificios y otras estructuras designados como instalaciones esenciales . Edificios y otras estructuras cuya falla representa una amenaza sustancial para la comunidad. Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones de manufactura, proceso, manipulación, almacenamiento, uso, o disposición de sustancias tales como combustibles peligrosos, químicos peligrosos o residuos peligrosos) conteniendo suficientes cantidades de sustancias altamente tóxicas que exceden el umbral de cantidad establecido por la Autoridad Jurisdiccional y es suficiente para producir una amenaza al público si se liberan. Edificios y otras estructuras requeridos para mantener la funcionalidad de otras instalaciones de categoría de riesgo IV.	IV

1.14.2. Categorías de riesgo múltiples

Cuando los edificios u otras estructuras están divididos en porciones con sistemas estructurales independientes, la clasificación para cada porción podrá ser establecida independientemente. Cuando los sistemas del edificio, tales como los medios requeridos de salida, sistemas de ventilación o energía para la porción con categoría de riesgo mayor pasen o dependan de otras porciones con categoría de riesgo menor, estas porciones deben ser asignadas a la categoría de riesgo mayor.

La razón para esta generalización es que el riesgo aceptable para un edificio o estructura es un tema de política pública. Los códigos de construcción modelos como el International Building Code (ICC, 2009) y el Building Construction and Safety Code (NFPA, 2006) contienen listas prescriptivas de tipos de edificios por Categoría de Ocupación. Una comunidad (por ejemplo, un municipio) puede alterar estas listas cuando adopta códigos locales basados en el código modelo y permite a propietarios u operadores diseñar edificios individuales adoptando una Categoría de Ocupación más alta, basándose en decisiones personales de administración de riesgo. La clasificación por categoría de riesgo continúa reflejando una progresión de la seriedad anticipada de la consecuencia de la falla, desde el riesgo más bajo para la vida humana (Categoría de Riesgo I) hasta la más alta (Categoría de Riesgo IV). La eliminación de los ejemplos específicos de edificios que caen en cada categoría tiene el beneficio que elimina el conflicto potencial entre el estándar y los códigos adoptados localmente, y también le da a cada comunidad y a los equipos de desarrolladores la flexibilidad de interpretar el riesgo aceptable para proyectos individuales.

Históricamente, los códigos de construcción y los estándares se han valido de una variedad de factores para determinar la Categoría de Ocupación de un edificio. Estos factores incluyen el número total de personas que estarían en riesgo si ocurre la falla, el número total de personas presentes en un único salón o área ocupada, la movilidad de los ocupantes y su capacidad para superar situaciones peligrosas, el potencial de liberación de materiales tóxicos, y la pérdida de servicios vitales para el bienestar de la comunidad.

Los criterios que se han usado históricamente para asignar Categorías de Ocupación a edificios y estructuras no han sido consistentes, y en ocasiones se han basado en consideraciones más propias de seguridad contra incendio y resguardo de la vida humana que de falla estructural. Por ejemplo, a edificios de universidades que albergan algunos centenares de estudiantes se han asignado a Categorías de Riesgo más altas que edificios de oficina que albergan la misma cantidad de personas. Se debería usar una base racional para determinar la Categoría de Riesgo para diseño Estructural, el cual se basa primariamente en el número de personas cuyas vidas se pondrían en peligro o cuya salud se vería afectada en el evento de una falla. La **Figura C 1.14-1** ilustra este concepto.

“Vidas en riesgo” remite a la cantidad de personas con serio riesgo de perder la vida dada una falla estructural. La clasificación de Categoría de Riesgo no es la misma que la capacidad de ocupación de los códigos de construcción, que se basa principalmente en el riesgo a la vida en caso de incendio. Las vidas en riesgo por una falla estructural incluyen personas que pueden estar fuera de la estructura en cuestión, quienes sin embargo estarían puestas en serio riesgo por la falla de la estructura. A partir de este concepto, las instalaciones esenciales para la recuperación de emergencias que sirven a grandes sectores de la población, aun cuando alberguen pocas personas, se llevan a Categorías de Riesgo altas.

Cuando se determina la población en riesgo, se debe dar también consideración a los riesgos a la vida de plazo más largo que los creados durante una falla estructural. La falla de algunos edificios y estructuras, y su pérdida de capacidad para funcionar después de una tormenta severa, un terremoto u otro desastre puede tener un impacto de alcance muy lejano. Por ejemplo, la pérdida de funcionalidad en una o más estaciones de incendio puede inhibir la capacidad del cuerpo de bomberos para extinguir incendios, permitiendo la propagación del fuego y colocando mucha más gente en riesgo. De la misma manera, la pérdida de funciones de un hospital podría impedir el tratamiento de muchos pacientes sobre un período de meses.

En el caso específico de antenas e infraestructura de telecomunicaciones las categorías de riesgo deben ajustarse a lo especificado en el **Reglamento CIRSOC 306-2018**, donde se describe con mayor detalle cómo realizar esta categorización.

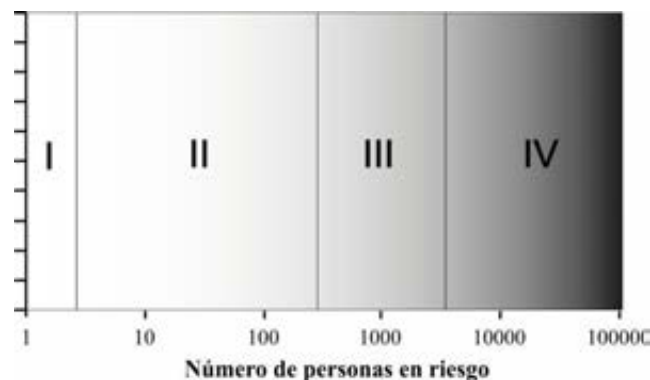


Figura C 1.14-1. Relación aproximada entre el número de vidas puestas en riesgo por una falla y la categoría de ocupación.

A título ilustrativo se indican las siguientes condiciones:

Las estructuras de Categoría de Riesgo I generalmente abarcan edificios y estructuras que normalmente no están ocupados, y en los que su falla resultaría en un riesgo despreciable para el público. Las estructuras típicamente clasificadas en esta categoría han incluido galpones, abrigos para mercadería, portones de acceso a un predio y pequeñas estructuras similares. La Categoría de Riesgo II incluye a la vasta mayoría de las estructuras, incluyendo la mayoría de los edificios residenciales, comerciales e industriales. Históricamente se ha designado dentro de esta categoría a todos los edificios y estructuras que no estuvieran específicamente clasificados de conformidad a otra categoría.

La Categoría de Riesgo III comprende edificios y estructuras que albergan un gran número de personas en un lugar, tales como teatros, salas de conferencias y usos similares para reuniones multitudinarias. Edificios con personas con movilidad o capacidad limitada para escapar hacia un lugar seguro en caso de falla; esto comprende escuelas primarias, cárceles y centros de salud de pequeña escala. Estructuras asociadas con servicios públicos necesarios para proteger la salud y seguridad de la comunidad, incluyendo usinas eléctricas, plantas de potabilización y plantas de tratamiento de efluentes cloacales. También incluye estructuras que albergan sustancias peligrosas tales como explosivos o sustancias tóxicas, que si se liberaran al medio ambiente en cantidad podría poner en peligro a la comunidad de los alrededores, por ejemplo instalaciones de procesos petroquímicos que contengan grandes cantidades de ácido sulfhídrico o de amoníaco.

Las fallas de usinas eléctricas que suministran electricidad al sistema interconectado nacional pueden causar pérdidas económicas substanciales y interrupción de las actividades humanas si su falla disparase en sucesión la salida del sistema de otras usinas. El resultado puede ser un corte de energía masivo con posibilidades de extenderse, o una restricción de la oferta de electricidad, o ambas cosas a la vez, que lleven a enormes pérdidas a causa de la capacidad forzosamente ociosa de la industria y una interrupción

severa de las actividades de la sociedad civil al dejar de operar los subterráneos, los semáforos, etc. Uno de tales eventos ocurrió en partes de Canadá y el nordeste de EEUU en agosto de 2003. Las fallas en plantas de potabilización de agua y plantas de tratamiento de efluentes cloacales pueden causar disrupción y riesgos de gran escala a la salud de la población (aunque mayormente sin riesgo de vida) al interrumpirse estos servicios. Las fallas de los grandes centros de comunicaciones pueden causar disrupción al impedir a los usuarios el acceso a información de emergencia importante (de la radio, la televisión o las comunicaciones telefónicas) y pueden causar pérdidas económicas substanciales por la interrupción generalizada de la actividad económica.

La Categoría de Riesgo IV ha incluido tradicionalmente estructuras cuya falla inhibiría la disponibilidad de servicios esenciales para superar una situación de emergencia. Entre los edificios y estructuras típicamente agrupados en la Categoría de Riesgo IV se incluye hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicaciones de emergencias, y otros usos similares. Las estructuras auxiliares requeridas para la operación durante emergencias de instalaciones de Categoría de Riesgo IV también se incluyen en esta categoría de riesgo. Para decidir si una estructura auxiliar o una estructura que soporta tales funciones, como la supresión de incendios, es de Categoría de Riesgo IV, el profesional diseñador debe decidir si la falla de la estructura afectará adversamente la función esencial de la instalación. Se han agregado también a esta categoría edificios y otras estructuras que contienen materiales extremadamente peligrosos a fin de reconocer los efectos potencialmente devastadores que tendría sobre la población un derrame de estos materiales.

CAPÍTULO 2. CARGAS DE VIENTO SOBRE EDIFICIOS - SISTEMAS PRINCIPALES RESISTENTES A LA FUERZA DEL VIENTO (SPRFV) - PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL

2.1. ALCANCE

C 2.1. ALCANCE

El Procedimiento Direccional que se desarrolla en este capítulo es la disposición anterior “edificios de todas las alturas”, de la Figura 3, del **Capítulo 5 (Método 2)** para SPRFV de **CIRSOC 102-2005**, que se ha agrupado con el **Capítulo 4 (Método 1)** del mismo reglamento.

Se introduce aquí el término “procedimiento direccional” para designar el enfoque en el cual los coeficientes de presión reflejan la carga real sobre cada superficie del edificio como una función de la dirección del viento, es decir, vientos paralelos o perpendiculares a la línea de cumbrera. Existe otro procedimiento al que se conviene en llamar “procedimiento envolvente” en el cual los coeficientes representan condiciones de carga ficticias que representan la envolvente de los máximos valores de las componentes de fuerza inducida, independientemente de la dirección del viento. El procedimiento envolvente se encuentra en el **Apéndice C**.

2.1.1. Tipos de edificio

Este capítulo se aplica a la evaluación de cargas de viento sobre SPRFV de edificios cerrados, parcialmente cerrados y abiertos de todas las alturas utilizando el Procedimiento Direccional.

1. La Parte 1 se aplica a edificios de todas las alturas cuando es necesario separar las cargas de viento aplicadas sobre las paredes del edificio a barlovento, sotavento y laterales para evaluar adecuadamente las fuerzas internas en los elementos del SPRFV.
2. La Parte 2 se aplica a una clase especial de edificios designados como edificios cerrados o parcialmente cerrados de diafragma simple, tal como se definen en el artículo 1.2, con $h \leq 10 \text{ m}$.

2.1.2. Condiciones

Un edificio cuyas cargas de viento de diseño se calculan de acuerdo con este capítulo, debe cumplir con las siguientes condiciones:

1. El edificio o estructura es de forma regular, como se define en el artículo 1.2.
2. El edificio no tiene características de respuesta que lo hagan objeto de cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope y flameo, o no tiene un sitio de emplazamiento para el cual los efectos de canalización o golpeteo en la estela debido a obstrucciones a barlovento generen

consideración especial.

2.1.3. Limitaciones

Las disposiciones de este capítulo tienen en cuenta el efecto de amplificación de carga causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones en dirección del viento de edificios flexibles.

Los edificios que no cumplan con los requisitos del artículo 2.1.2 o que tienen forma o características de respuesta inusuales, se deben diseñar recurriendo a bibliografía reconocida que documente tales efectos de carga de viento o bien deben usar los procedimientos de simulación física o computacional especificados en el **Capítulo 6**.

2.1.4. Protección

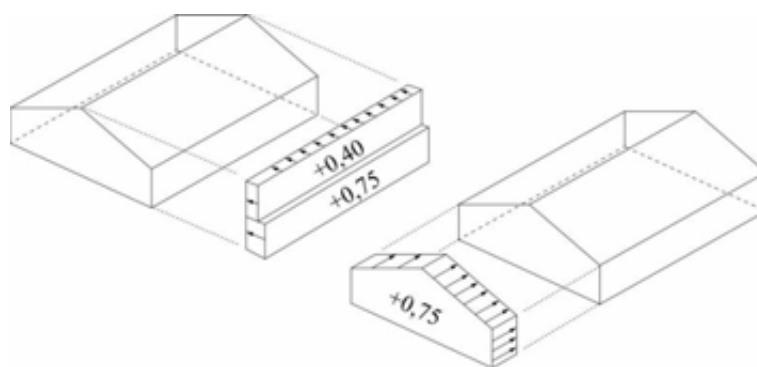
La aparente protección brindada por edificios y otras estructuras o características del terreno no podrá tomarse en cuenta para justificar reducciones en la presión dinámica.

2.1.5. Cargas de viento de diseño mínimas

La carga de viento que se debe usar en el diseño del SPRFV para un edificio cerrado o parcialmente cerrado, no debe ser menor que $0,75 \text{ kN/m}^2$ multiplicado por el área de la pared del edificio y $0,4 \text{ kN/m}^2$ multiplicado por el área de cubierta del edificio, proyectadas sobre un plano vertical normal a la dirección supuesta del viento. Las cargas de paredes y cubiertas se deben aplicar simultáneamente. La fuerza del viento de diseño para edificios abiertos no debe ser menor que $0,75 \text{ kN/m}^2$ multiplicado por el área A_f .

C 2.1.5. Cargas de viento de diseño mínimas

Este artículo especifica una carga de viento mínima que se debe aplicar horizontalmente sobre toda la proyección vertical del edificio tal como se muestra en la **Figura C 2.1-1**. Este caso de carga se debe aplicar como un caso de carga separado que se agrega a los casos de carga normal especificados en otras partes de este capítulo.



Nota: Los valores están en kN/m^2

Figura C 2.1-1. Aplicación de la carga mínima de viento

PARTE 1: EDIFICIOS CERRADOS, PARCIALMENTE CERRADOS, PARCIALMENTE ABIERTOS Y ABIERTOS DE TODAS LAS ALTURAS

2.2. REQUISITOS GENERALES

Los pasos para evaluar las cargas de viento sobre los SPRFV de edificios cerrados, parcialmente cerrados, parcialmente abiertos y abiertos de todas las alturas se presentan en **Tabla 2.2-1**.

Nota para el usuario: se debe usar la Parte 1 del **Capítulo 2** para evaluar las presiones de viento sobre el SPRFV de edificios cerrados, parcialmente cerrados, parcialmente abiertos o abiertos con cualquier forma de planta general, altura del edificio o geometría de cubierta similares a las Figuras que se presentan. Estas disposiciones utilizan el tradicional método “todas las alturas” (procedimiento direccional) al calcular las presiones de viento usando *expresiones de presión de viento específicas* que se aplican a cada superficie del edificio.

2.2.1. Parámetros de carga de viento especificados en Capítulo 1

Los siguientes parámetros de carga de viento se deben adoptar de acuerdo con el **Capítulo 1**:

- Velocidad básica de viento, V , en m/s, artículo 1.5.
- Factor de direccionalidad de viento, K_d , artículo 1.6.
- Categoría de exposición, artículo 1.7.
- Factor topográfico, K_{zt} , artículo 1.8.
- Factor de efecto de ráfaga, G o G_f , artículo 1.9.
- Clasificación de cerramiento, artículo 1.10.
- Coeficiente de presión interna, (GC_{pi}) , artículo 1.11.
- Factor de altitud, K_e , artículo 1.12.
- Coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , artículo 1.13.1, y presión dinámica, q_z , artículo 1.13.2.

2.3. PRESIÓN DINÁMICA

Se calcula de acuerdo con el artículo 1.13.

C 2.3. PRESIÓN DINÁMICA

Ver C 1.13.

2.4. CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL RESISTENTE A LA FUERZA DEL VIENTO – SPRFV

C 2.4. CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL RESISTENTE A LA FUERZA DEL VIENTO – SPRFV

2.4.1. Edificios rígidos y flexibles cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos

C 2.4.1. Edificios rígidos y flexibles cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos

Las presiones de viento de diseño para el SPRFV de edificios de todas las alturas se deben calcular mediante la siguiente expresión:

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \quad (2.4-1)$$

donde:

p presión de viento de diseño, en N/m².

$q = q_z$ para paredes a barlovento evaluada a la altura z sobre el terreno.

$q = q_h$ para paredes a sotavento, laterales y cubiertas evaluada a la altura h .

$q_i = q_h$ para paredes a barlovento, paredes a sotavento, laterales y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de la presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados o parcialmente abiertos.

$q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados o parcialmente abiertos donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más elevada en el edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para edificios ubicados en regiones donde se pueda dar el arrastre de detritus por el viento, el vidriado que no sea resistente a impactos o no esté protegido con un revestimiento resistente a impactos, se debe tratar como una abertura de acuerdo con el artículo 1.10.3. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede evaluar conservadoramente a la altura h ($q_i = q_h$).

G factor de efecto de ráfaga, artículo 1.9.4. Para edificios flexibles se usa G_f , artículo 1.9.5.

C_p coeficiente de presión externa de **Figuras 2.4-1, 2.4-2 y 2.4-3**.

(GC_{pi}) coeficiente de presión interna de **Tabla 1.11-1**.

Las presiones dinámicas q y q_i se deben evaluar usando la exposición definida en el artículo 1.7.3. La presión se debe aplicar simultáneamente sobre las superficies de las paredes a barlovento, sotavento y cubiertas como se define en **Figuras 2.4-1, 2.4-2 y**

En la expresión (2.4-1), aparece un término de presión dinámica q_i que se define como “presión dinámica para la determinación de presión interna”. La presión interna positiva está dictada por la presión externa positiva en la cara a barlovento en el punto donde hay una abertura.

La presión externa positiva en la abertura está gobernada por el valor de q en el nivel de la abertura, y no por q_h . La presión interna positiva, q_i , puede ser evaluada con criterio conservador a la altura h , ($q_i = q_h$).

Para edificios bajos esto no significa mucha diferencia. Pero por ejemplo, para un edificio de **90 m** de altura en exposición B con una abertura más alta a **18 m**, la diferencia entre q_{90} y q_{18} representa un **59 %** de incremento en la presión interna.

Esta diferencia no es realista y representa un grado innecesario de conservadurismo. Por consiguiente, resulta más realista adoptar la presión dinámica de la abertura más alta del edificio, $q_i = q_z$, para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados o parcialmente abiertos (z está definida como el nivel de la abertura más alta en el edificio que podría afectar la presión interna positiva).

Para edificios situados en regiones con detritus transportados por el viento, con vidriados que no son resistentes a impacto o no estén protegidos con un sistema protector contra impactos, q_i , debe ser tratado con la suposición de que habrá una abertura.

Los coeficientes de presión dados en la **Figura 2.4-1** reflejan la carga real sobre cada superficie del edificio como una función de la dirección del viento: es decir, vientos perpendiculares o paralelos a la línea de cumbrera.

La observación en ensayos en túnel de viento muestra que pueden presentarse áreas de muy baja presión negativa y aún leve presión positiva en todas las estructuras de cubierta, particularmente cuando la distancia a partir del borde de barlovento se incrementa y el flujo de viento se vuelve a adherir a la superficie.

Estas presiones pueden suceder aún para estructuras de cubierta relativamente planas o de baja pendiente. Se han utilizado la experiencia y el criterio a partir de estudios en túnel de viento para especificar ya sea presión cero o presiones negativas leves **(-0,18)** dependiendo del coeficiente de presión negativa. Estos valores requieren que el diseñador estructural considere una presión neta de viento positiva leve o nula en las combinaciones de cargas del **Apéndice B**.

2.4-3.

Las cargas en pórticos de cubiertas en forma de cúpula de la **Figura 2.4-2** se adaptaron de los Eurocódigos 1995. Las cargas se basan en datos obtenidos en un flujo atmosférico modelado de capa límite que no cumple completamente con los requisitos para los ensayos en túnel de viento especificados en esta norma (Blessmann, 1971).

Las cargas para tres cúpulas ($h_D/D = 0,5$, $f/D = 0,5$), ($h_D/D = 0$, $f/D = 0,5$), y ($h_D/D = 0$, $f/D = 0,33$), son aproximadamente consistentes con los datos de Taylor (1991), quien usó una capa límite atmosférica como se requiere en esta norma. Se definen dos casos de carga, uno de los cuales tiene una variación lineal de la presión desde A hasta B como en el Eurocódigo (1995) y uno en el cual la presión en A se mantiene constante de 0° a 25° . Estos dos casos se basan en la comparación de las disposiciones del Eurocódigo con Taylor (1991).

El Caso A (el cálculo del Eurocódigo) es necesario en muchos casos para definir el máximo levantamiento. El Caso B es necesario para definir adecuadamente las presiones positivas para algunos casos, que no pueden ser aislados con la información normal y que pueden resultar en corte máximo en la base.

Para cúpulas con diámetros mayores que **60 m**, el diseñador estructural debe considerar el uso de ensayos en túnel de viento. La respuesta resonante no se considera en estas disposiciones. Los ensayos en túnel de viento se deben usar para la consideración de la respuesta resonante.

Los momentos flexores locales en la cáscara de la cúpula pueden ser mayores que los predichos por este método debido a la diferencia entre las distribuciones de presión local instantánea y aquellas predichas por la **Figura 2.4-2**. Si la cúpula está sostenida sobre paredes verticales inmediatamente abajo, es apropiado considerar las paredes como una “chimenea” usando la **Figura 4.5-1**.

A diferencia de **ASCE 7**, que hasta la revisión de 2022 hace un tratamiento de las cargas de viento sobre cubiertas abovedadas basado en el modelo de Albert Smith, que data de 1914 (Smith, 1914), la **Figura 2.4-3** presenta un tratamiento actualizado conforme al estado del arte, basado en la revisión realizada por Natalini y Natalini (2017). Los coeficientes que se especifican provienen principalmente de ensayos en túnel de viento con simulación de capa límite atmosférica realizados en el Building Research Establishment, en Gran Bretaña (Blackmore and Tsokri, 2006) y en la Universidad Federal de Rio Grande do Sul, Brasil ((Blessmann, 1987; Blessmann e Loredo-Souza, 1988, 1989).

Tabla 2.2-1. Pasos para calcular las cargas de viento para el SPRFV de edificios cerrados, parcialmente cerrados, parcialmente abiertos y abiertos de todas las alturas

Paso 1: Establecer la categoría de riesgo del edificio u otra estructura, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2: Adoptar la velocidad básica de viento, V para la categoría de riesgo de aplicación, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3: Obtener los parámetros de carga de viento: • Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. • Categoría de exposición, ver artículo 1.7. • Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. • Factor de efecto de ráfaga, G, ver artículo 1.9. • Clasificación de cerramiento, ver artículo 1.10. • Coeficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11 y Tabla 1.11-1.
Paso 4: Obtener el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , Ver Tabla 1.13-1 .
Paso 5: Calcular la presión dinámica q_z o q_h , ver expresión (1.13-1).
Paso 6: Obtener el coeficiente de presión externa, C_p o C_N , • Figura 2.4-1 para paredes y cubiertas planas, cubiertas a dos y a cuatro aguas, cubiertas a vertiente única y cubiertas en mansarda, • Figura 2.4-2 para cubiertas en cúpula, • Figura 2.4-3 para cubiertas abovedadas, • Figura 2.4-4 para cubierta de vertiente única, edificios abiertos, • Figura 2.4-5 para cubierta a dos aguas, edificios abiertos, • Figura 2.4-6 para cubierta a dos aguas con diedro negativo, edificios abiertos, • Figura 2.4-7 para el caso de carga de viento paralelo a la generatriz de cubiertas de vertiente única, a dos aguas con diedro positivo o negativo, edificios abiertos.
Paso 7: Calcular la presión de viento, p , sobre cada superficie del edificio • expresión (2.4-1) para edificios rígidos y flexibles, • expresión (2.4-3) para edificios abiertos.

2.4.2. Intencionalmente en blanco

En blanco para futuras previsiones.

2.4.3. Edificios abiertos o cubiertas aisladas, de vertiente única o a dos aguas con diedro positivo o negativo

Las presiones netas de diseño para el SPRFV de edificios abiertos o cubiertas aisladas de vertiente única o a dos aguas, con diedro positivo o negativo, se deben calcular mediante la siguiente expresión:

$$p = q_h GC_N \quad (2.4-3)$$

donde:

p presión de viento de diseño, en N/m²;

q_h presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta, h , usando la exposición definida en el artículo 1.7.3 que de por resultado las cargas de viento más altas para cualquier dirección en el lugar;

C 2.4.3. Edificios abiertos o cubiertas aisladas, de vertiente única o a dos aguas con diedro positivo o negativo

Las **Figuras 2.4-4** hasta **2.4-7** y **5.5-1** hasta **5.5-3** se presentan para cargas de viento sobre SPRFV y componentes y revestimientos de edificios abiertos con cubiertas como las mostradas, respectivamente. Este trabajo se basa en la Norma Australiana/Neozelandesa AS/NZS 1170.2-2002 (Standards Australia and Standards New Zealand, 2002), con modificaciones a los coeficientes de presión para SPRFV basados en estudios recientes (Altman, 2001; Uematsu and Stathopoulos, 2003).

Dos casos de carga, A y B, se dan en las **Figuras 2.4-4** hasta **2.4-7**. Estas distribuciones de presión proveen de cargas que envuelven los resultados de mediciones detalladas en túnel de viento de momentos y fuerzas normales simultáneos.

G factor de efecto de ráfaga del artículo 1.9.4. Para edificios flexibles se usa G_f , artículo 1.9.5;

C_N coeficiente de presión neta obtenido de las **Figuras 2.4-4 a 2.4-7**.

Los coeficientes de presión neta, C_N , incluyen las contribuciones de las caras superior e inferior de las superficies. Se deben investigar todos los casos de carga que se presentan para cada ángulo de cubierta. Los signos positivos y negativos significan presión actuando hacia y alejándose de la superficie superior de la cubierta, respectivamente.

2.4.3.1. Edificios abiertos o cubiertas aisladas con ángulo de inclinación menor o igual que 5°

Para edificios abiertos o cubiertas aisladas con ángulo de inclinación menor o igual que 5° que tengan cenefas o parapetos se debe agregar la carga horizontal resultante de considerar las cenefas o parapetos usando el artículo 2.4.5 con q_p igual a q_h , para viento perpendicular a la cumbrera.

Para viento paralelo a la cumbrera, en techos de cualquier inclinación, se debe agregar la carga horizontal resultante de considerar las cenefas, parapetos o tímpanos usando el artículo 2.4.5 con q_p igual a q_h , o la fuerza de fricción que se define a continuación, lo que fuera mayor.

Se deben considerar fuerzas de fricción actuando sobre la totalidad de las superficies superior e inferior de una cubierta aislada vacía o la totalidad de la superficie superior para una cubierta aislada totalmente bloqueada. Los valores del coeficiente de empuje por fricción se obtienen de la **Tabla 2.4-1** y las fuerzas de fricción se deben combinar con las fuerzas debidas a la presión normal.

Se necesita la aplicación de ambos casos de carga para envolver las combinaciones de fuerzas normales y momentos máximos que son apropiados para la forma de cubierta particular y configuración de obstrucciones. La carga de viento de cubiertas sobre cubiertas de edificios abiertos es altamente dependiente de la existencia de mercaderías o bienes almacenados bajo la cubierta que restringen el flujo de viento.

Restringir el flujo puede introducir substanciales presiones actuando hacia arriba sobre la superficie inferior de la cubierta, incrementando así la carga resultante de levantamiento sobre la cubierta.

Las **Figuras 2.4-4 a 2.4-7** y **5.5-1 a 5.5-3** ofrecen dos opciones al diseñador estructural.

La opción 1 (flujo de viento libre) implica que una porción pequeña (menos que 50%) o nula de la sección transversal debajo de la cubierta está bloqueada. La opción 2 (flujo de viento obstruido) implica que una porción significativa (más del 75% es la referencia típica en la bibliografía) de la sección transversal está bloqueada por mercaderías o materiales debajo de la cubierta.

Claramente, los valores cambiarán de un conjunto de coeficientes al otro siguiendo algún tipo relación suave pero aún desconocida. Al desarrollar las disposiciones incluidas en esta norma, el valor de 50% de bloqueo se seleccionó para la opción 1, con la expectativa de que represente una transición de alguna manera conservadora. Si el diseñador estructural no tiene claro el uso del espacio debajo de la cubierta, o si el uso podría cambiar y restringir el flujo libre de aire, entonces se deberán usar las cargas de diseño de ambas opciones.

Tabla 2.4-1. Coeficientes de empuje por fricción

Tipo de superficie	Coeficiente de empuje por fricción
Superficies lisas sin ondulaciones o nervaduras transversales a la dirección del viento	0,01
Superficies con ondulaciones transversales a la dirección del viento	0,02
Superficies con nervaduras transversales a la dirección del viento	0,04

2.4.4. Voladizos de cubierta

La presión externa positiva en la superficie inferior de voladizos de cubierta a barlovento se debe calcular usando $C_p = +0,8$ y combinada con las presiones en la superficie superior calculadas usando la **Figura 2.4-1**.

2.4.5. Parapetos

La presión de viento de diseño para el efecto de parapetos sobre SPRFV de edificios rígidos o flexibles con cubierta plana y cubiertas a dos o a cuatro aguas, se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$p_p = q_p (GC_{pn}) \quad (2.4-4)$$

donde:

p_p presión neta combinada, en N/m^2 , sobre el parapeto debido a la combinación de las presiones netas de las superficies frontal y posterior del parapeto. Los signos positivo y negativo significan presión neta actuando hacia y alejándose del lado frontal (exterior) del parapeto;

q_p presión dinámica, en N/m^2 , evaluada en la parte superior del parapeto;

(GC_{pn}) coeficiente de presión neta combinada,
 = +1,5 para parapeto a barlovento,
 = -1,0 para parapeto a sotavento.

C 2.4.5. Parapetos

Ver comentario C 4.6.

2.4.6. Casos de carga de viento de diseño

Los SPRFV de edificios de todas las alturas, cuyas cargas de viento se han obtenido según las disposiciones de este capítulo, se deben diseñar para casos de carga de viento que se definen en la **Figura 2.4-8**.

Excepción: Los edificios que cumplen con los requisitos del artículo 2.4.7.1 sólo se deben diseñar para los Casos 1 y 3 de la **Figura 2.4-8**.

C 2.4.6. Casos de carga de viento de diseño

Los requerimientos para casos de carga de torsión en la presente edición del reglamento han sido revisados con respecto a la edición de 2005.

La investigación en túnel de viento (Isyumov, 1983; Boggs y asoc., 2000; Isyumov and Case, 2000; Xie and Irwin, 2000) ha mostrado que la carga torsional está causada por la presión no uniforme sobre las diferentes caras del edificio debido al flujo de viento alrededor del edificio, los efectos de interferencia de los edificios cercanos y del terreno, y por los efectos dinámicos sobre edificios más

La excentricidad, e , para estructuras rígidas se debe medir desde el centro geométrico del frente del edificio y se debe considerar para cada eje principal (e_x , e_y).

La excentricidad, e , para estructuras flexibles se debe calcular a partir de la siguiente expresión y se debe considerar para cada eje principal (e_x , e_y):

$$e = \frac{e_Q + 1,7I_z \sqrt{(g_Q Q e_Q)^2 + (g_R R e_R)^2}}{1 + 1,7I_z \sqrt{(g_Q Q)^2 + (g_R R)^2}} \quad (2.4-5)$$

donde:

e_Q excentricidad, e , tal como se define para estructuras rígidas en la **Figura 2.4-8**.

e_R distancia entre el centro elástico de corte y el centro de masa de cada piso.

I_z , g_Q , Q , g_R , R están definidos en el artículo 1.9.

El signo de la excentricidad, e , debe ser más o menos, el que cause el efecto de carga más severo.

flexibles.

Los casos de carga 2 y 4 de la **Figura 2.4-8** especifican el efecto de una carga torsional debida al 75 % del máximo arrastre por viento para el caso de carga 2, con 15 % de excentricidad. Aunque esto es consistente con la experiencia en túnel de viento sobre edificios cuadrados y rectangulares con relaciones de aspecto hasta cerca de 2,5, podría no cubrir todos los casos. Aún en edificios simétricos y de formas comunes, se han observado torsiones mayores.

Por ejemplo, estudios en túnel de viento muestran con frecuencia una torsión correspondiente a la máxima fuerza de arrastre con un 5 % o más de excentricidad (sin reducción). Por lo tanto el diseñador podría en ciertos casos estudiar también el efecto de torsiones en este último rango aunque no estén requeridas por el reglamento.

En edificios con ciertos sistemas estructurales, pueden ocurrir cargas más severas cuando la carga de viento resultante actúa en diagonal al edificio. Para tener en cuenta este efecto y el hecho de que muchos edificios exhiben respuesta máxima en la dirección transversal al viento (el reglamento en la actualidad no tiene procedimientos analíticos para este caso), una estructura debería ser capaz de resistir el 75 % de la carga de viento de diseño aplicada simultáneamente a lo largo de cada eje principal tal como se requiere en el caso 3 de la **Figura 2.4-8**.

Para edificios flexibles, los efectos dinámicos pueden incrementar la carga torsional. Puede presentarse una carga torsional adicional debido a la excentricidad entre el centro elástico de corte y el centro de masa en cada nivel de la estructura. La expresión (2.4-5) tiene en cuenta este efecto.

Es importante notar que puede ocurrir una torsión significativa en edificios de baja altura también (Isyumov and Case, 2000) y, por lo tanto, los requisitos de carga de viento del artículo 2.4.6, que en la Figura 9 de **CIRSOC 102-2005** estaban limitados a edificios de más de 20 metros de altura, se aplican ahora a edificios de todas las alturas.

Para edificios con formas inusuales, edificios rectangulares con relaciones de aspecto más grandes, y edificios dinámicamente sensibles, siempre se deben aplicar el procedimiento en túnel de viento, que se especifica en el **Capítulo 6**.

2.4.7. Edificios exceptuados de casos torsionales de carga de viento

2.4.7.1. Alcance

No se necesita considerar los casos torsionales de carga en la **Figura 2.4-8** (Caso 2 y Caso 4) para un edificio que cumple las condiciones de los artículos 2.4.7.2, 2.4.7.3, 2.4.7.4 o 2.4.7.5, o si se puede mostrar por otros medios que los casos torsionales de la **Figura 2.4-8** no controlan el diseño.

C 2.4.7. Edificios exceptuados de casos torsionales de carga de viento

Como se indicó en el artículo C 2.4.6, un edificio experimentará causas torsionales causadas por presiones no uniformes sobre diferentes caras del edificio. A causa de estas cargas torsionales, se deben investigar los cuatro casos de carga, como se definen en la **Figura 2.4-8**, excepto en edificios con diafragmas flexibles y en edificios con diafragmas que no son flexibles y cumplen los requisitos para distribución espacial y rigidez del sistema

2.4.7.2. Edificios de una y dos plantas

Los edificios de una planta con altura menor o igual a **10 m**, los edificios de hasta dos plantas con construcción de entramado liviano y los edificios de hasta dos plantas diseñados con diafragmas flexibles están exceptuados de considerar los casos torsionales de carga.

2.4.7.3. Edificios controlados por la acción sísmica

a) **Edificios con diafragmas no flexibles en cada nivel:** Las estructuras de edificios que son torsionalmente regulares bajo carga sísmica según el artículo 2.6 de **INPRES-CIRSOC 103-2018 Parte I** y cumplen con los siguientes puntos están exceptuados:

- La excentricidad entre el centro de masa y el centroide geométrico del edificio en cada nivel no excede el **15 %** del ancho total del edificio en cada eje principal considerado en cada nivel.
- El corte de diseño para la acción sísmica especificado según **INPRES-CIRSOC 103-2018 Parte I** en cada piso debe ser, al menos, **1,5 veces** el corte de diseño para las cargas de viento definidas según este Reglamento.

Las cargas de diseño para viento y sismo consideradas cuando se evalúan estas condiciones de excepción serán los casos de carga sin torsión.

b) **Edificios con diafragmas flexibles en cada nivel:** Las estructuras de edificios que son torsionalmente regulares bajo carga sísmica según el artículo 2.6 de **INPRES-CIRSOC 103-2018 Parte I** y cumplen con la siguiente condición están exceptuados:

- El corte de diseño para la acción sísmica especificado según **INPRES-CIRSOC 103-2018 Parte I** para cada elemento vertical del sistema resistente a cargas horizontales debe ser, al menos, **1,5 veces** el corte de diseño en dicho elemento para las cargas de viento definidas según este Reglamento.

Las cargas de diseño para viento y sismo consideradas cuando se evalúa esta condición de excepción serán los casos de carga sin torsión.

2.4.7.4. Edificios clasificados como torsionalmente regulares bajo carga de viento

Los edificios que cumplen la definición de torsionalmente regulares contenida en el artículo 1.2 están exceptuados.

principal resistente a la fuerza del viento (SPRFV).

Los requisitos de distribución espacial y rigidez del SPRFV para los casos simples que se muestran son necesarios para asegurar que la torsión causada por el viento no controla el diseño. El artículo 2.4.7 presenta los diferentes requisitos que, de ser cumplidos por el SPRFV de un edificio, hacen que no sea necesario investigar los casos de carga de viento torsionales. También son posibles muchas otras configuraciones, pero se vuelve muy complejo describir sus limitaciones de una manera simple.

En general, el diseñador debería proporcionar y colocar los elementos verticales del SPRFV en cada dirección de tal manera que el centro de presión de las fuerzas de viento en cada piso se localice cerca del centro de rigidez del SPRFV, minimizando de esta manera la torsión inherente del viento sobre el edificio. Se debería evitar una excentricidad torsional mayor al **5 %** del ancho del edificio en edificios con diafragmas rígidos para evitar grandes fuerzas de corte y para evitar la distorsión entre pisos, que puede dañar las paredes interiores y el revestimiento.

La siguiente información, que se refiere a la **Figura C 2.4.7-1**, se proporciona para ayudar a los diseñadores a determinar si los casos de cargas de viento torsionales controlan el diseño (**Figura 2.4-8**, casos de carga 2 y 4). Las expresiones que se muestran en la figura para el caso general de un edificio de planta cuadrada o rectangular que tiene excentricidades inherentes e_1 o e_2 respecto de los ejes principales 1 y 2, respectivamente, se pueden usar para determinar la localización y rigidez del SPRFV en cada dirección de eje principal.

Usando las expresiones contenidas en la **Figura C 2.4.7-1**, se puede mostrar que los edificios regulares (en el sentido definido en **INPRES-CIRSOC 103-2018, Parte I**, Art. 2.6), pueden ser exceptuados en forma segura de los casos de carga torsionales de la **Figura 2.4-8**. Los edificios regulares cumplen en cada piso los requisitos de excentricidad especificados entre el centro de masa (o alternativamente el centro de rigidez) y el centro geométrico con la relación especificada de cortes de diseño de piso debido a viento y debido a sismo. Un criterio conservador consiste en comparar la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, y entre el centro geométrico y el centro de rigidez y adoptar la que sea mayor. Los edificios que tienen una excentricidad inherente entre el centro de masa y el centro de rigidez y son diseñados para fuerzas sísmicas según normas, tienen una resistencia torsional más alta que si los centros de masa y rigidez fueran coincidentes.

Se puede demostrar usando las expresiones contenidas en la **Figura C 2.4.7-1** y un análisis de desplazamientos, para determinar el máximo desplazamiento de cada piso, que edificios con diafragmas que no son flexibles y que están definidos como torsionalmente regulares ante cargas de viento no necesitan ser diseñados para los casos torsionales de la **Figura C 2.4.7-1**. Además, es permisible incrementar el caso de carga de viento básico proporcionalmente de tal manera que el desplazamiento máximo en cualquier piso

Excepción: Si un edificio no califica como torsionalmente regular ante carga de viento, se permite basar el diseño en el caso básico de carga de viento (Caso 1) incrementado proporcionalmente de manera que el máximo desplazamiento en cada nivel no sea menor que el máximo desplazamiento para el Caso 2 de carga torsional.

2.4.7.5. Edificios con diafragmas flexibles diseñados para carga de viento incrementada

Los casos torsionales de carga no necesitan ser considerados si la presión de viento de diseño para los Casos 1 y 3 de la **Figura 2.4-8** es incrementada por un factor de **1,5**.

PARTE 2: EDIFICIOS CERRADOS, PARCIALMENTE CERRADOS O PARCIALMENTE ABIERTOS DE DIAFRAGMA SIMPLE CON ALTURA MENOR O IGUAL QUE 10 m – PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

no sea menor que el desplazamiento máximo bajo el caso de carga torsional. Entonces el edificio se puede diseñar para el caso básico de carga incrementado sin necesidad de considerar los casos de carga torsionales.

El procedimiento que se describe en el artículo 2.5 es equivalente al Procedimiento Simplificado del **Capítulo 4** de **CIRSOC 102-2005**. A diferencia de aquél no es necesario adoptar un Factor de Importancia y la Velocidad Básica de Viento se adopta de uno de los tres mapas de las **Figuras 1.5-1 A-C** conforme a la Categoría de Riesgo; lo cual se relaciona a cambios generales en la estructura del Reglamento y no específicamente a este procedimiento simplificado. Debido a que las figuras de donde se extraen los coeficientes de carga para construir las tablas de valores de este método son diferentes en esta revisión a las de **CIRSOC 102-2005**, se limitó el método a inclinaciones de cubierta de hasta 7° para mantener la consistencia del procedimiento entre una y otra revisión. Los dieciséis valores de velocidades de viento con que se entra a la **Tabla 2.5-2** se eligieron para que el usuario aplique el método en una amplia variedad de casos sin necesidad de hacer interpolaciones. Esos dieciséis valores comprenden las estructuras de categoría I, II, III y IV de CABA, Córdoba, Corrientes, Formosa, Posadas, Resistencia, Rosario, Salta, San Juan, San Luis, San Miguel de Tucumán y Santa Rosa; y estructuras de categoría I y II de Bahía Blanca, Rawson, Río Gallegos, Ushuaia y Viedma. Para valores intermedios de velocidades se permite interpolar o tomar el valor superior más cercano.

Además, las especificaciones se desdoblaron en las correspondientes a SPRFV, que están en esta sección, y las correspondientes a C&R, que están en la Parte 2 del **Capítulo 5**.

La Parte 2 del **Capítulo 2** se incluye en este Reglamento para que el Proyectista o Diseñador Estructural de edificios de diafragma simple, relativamente comunes, de baja altura ($h \leq 10 \text{ m}$), 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, requiriendo en algunos casos multiplicar los mismos por un factor en función de la categoría de exposición. **ASCE 7-22** no incluye un

procedimiento simplificado.

Se debe notar que en cuanto a la resultante sobre el SPRFV en un edificio de diafragma simple, el efecto de la presión interna sobre las paredes se anula; no así en la cubierta. Esto es debido a que las fuerzas de viento se transfieren por diafragmas horizontales (tales como entrepisos y cubiertas) a los elementos verticales del SPRFV (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 Procedimiento Simplificado 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 SPRFV 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 Simplificado, el edificio debe cumplir la totalidad de los siete requisitos del artículo 2.5.2., de otro modo se debe usar el Método Direccional de la Parte 1. Los valores están tabulados para la exposición B; se proporcionan factores de multiplicación para las demás exposiciones comunes.

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

$h = 10 \text{ m};$
 Exposición B;
 $K_z = 0,71;$
 $K_d = 0,85;$
 $G = 0,85;$
 $K_{zt} = 1,0;$
 $K_e = 1,0;$
 $(GC_{pi}) = \pm 0,18$ (edificio cerrado y parcialmente abierto)
 $(GC_{pi}) = \pm 0,55$ (edificio parcialmente cerrado)
 Coeficientes de presión según la **Figura 2.4-1**.

2.5. REQUISITOS GENERALES

C 2.5. REQUISITOS GENERALES

2.5.1. Procedimiento de diseño

C 2.5.1. Procedimiento de diseño

El procedimiento especificado en este artículo se aplica al cálculo de cargas de viento para el SPRFV de edificios que cumplan los requisitos del artículo

2.5.2.

Los pasos necesarios para dicho cálculo se muestran en **Tabla 2.5-1**.

Nota para el usuario: La parte 2 del **Capítulo 2** es un método simplificado para el cálculo de las presiones de viento para los SPRFV de edificios cerrados o parcialmente cerrados de diafragma simple cuya altura es $h \leq 10 \text{ m}$. Las presiones de viento se obtienen directamente de una Tabla. El edificio debe tener una forma de planta y geometría de cubierta semejante a las Figuras presentadas. Este método es una simplificación del método tradicional “para todas las alturas”, (Procedimiento Direccional) contenido en la **Parte 1** de este capítulo.

Tabla 2.5-1. Pasos para calcular las cargas de viento sobre los SPRFV de edificios cerrados o parcialmente cerrados de diafragma simple ($h \leq 10 \text{ m}$)

- Paso 1:** Establecer la categoría de riesgo del edificio u otra estructura, ver **Tabla 1.14-1**.
- Paso 2:** Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo aplicable, ver **Figuras 1.5-1 A-D**.
- Paso 3:** Obtener los parámetros de carga de viento:
- Categoría de exposición B, C o D, ver artículo 1.7.
 - Verificar que el edificio no esté sometido a efectos topográficos, $K_{zt} = 1$, ver artículo 1.8 y **Figura 1.8-1**.
 - Clasificación de cerramientos, ver artículo 1.10.
- Paso 4:** Las cargas de viento para el sistema principal resistente a la fuerza del viento se obtienen a partir de la **Tabla 2.5-2**. Las cargas de viento de diseño se deben aplicar normales a la superficie, y se considerará que actúan simultáneamente con la presión neta combinada de pared aplicada sobre todas las superficies de pared a barlovento, y con la presión neta de cubierta aplicada sobre todas las superficies de cubierta.
- Paso 5:** Las cargas sobre componentes y revestimientos (C&R) se obtienen de acuerdo con el **Capítulo 5**, Parte 2.

2.5.2. Campo de validez

Un edificio cerrado total o parcialmente cuyas cargas de viento de diseño se calculan de acuerdo con este apartado debe cumplir las siguientes condiciones:

1. Se trata de un edificio con diafragmas simples, tal como se define en el artículo 1.2,
2. el ángulo de inclinación de la cubierta del edificio es menor o igual a **7°**,
3. la altura media de la cubierta del edificio es menor o igual a **10 m**,
4. el edificio es de forma regular, como se define en el artículo 1.2,
5. el edificio no se encuadra como edificio flexible,

como se define en el artículo 1.2,

6. la estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones, y
7. el edificio no está sujeto a los efectos topográficos del artículo 1.8 (esto es, $K_{zt} = 1,0$).

Tabla 2.5-2. Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Presiones del viento de diseño para edificios de diafragma simple, cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos, con $h \leq 10$ m. Procedimiento simplificado. Paredes y cubiertas.

Velocidad básica del viento (m/s)	Presión del viento de diseño (N/m ²)		
	Cubiertas		Paredes
	Clasificación del edificio		
	Cerrado o parcialmente abierto	Parcialmente cerrado	Cerrado, parcialmente cerrado o parcialmente abierto
40,0	-756	-974	750
42,9	-870	-1120	750
45,7	-987	-1271	849
46,0	-1000	-1288	860
49,0	-1135	-1461	976
51,4	-1249	-1608	1074
52,5	-1303	-1678	1120
55,1	-1435	-1848	1234
57,1	-1541	-1984	1325
59,1	-1651	-2126	1419
61,2	-1770	-2280	1522
62,8	-1864	-2400	1603
65,7	-2040	-2627	1754
67,4	-2147	-2765	1846
68,5	-2217	-2856	1907
73,5	-2553	-3288	2195

Notas:

1. Las presiones del viento indicadas representan lo siguiente:
Cubierta: Presión neta (suma de las presiones externa e interna) aplicada normalmente a todas las superficies de la cubierta.
Paredes: Presión neta combinada (suma de las presiones a barlovento y sotavento, externas e internas) aplicada normalmente a toda superficie de pared a barlovento.
2. Los valores indicados son para exposición B. Para otras exposiciones, estos valores se deben multiplicar por los siguientes factores:

Exposición	Factor
C	1,41
D	1,68

3. Los valores indicados para la cubierta se basan en un área tributaria menor o igual que **10 m**. Para áreas tributarias mayores, los valores se deben multiplicar por los siguientes factores de reducción. Se permite interpolación lineal del factor para áreas intermedias a los valores indicados:

Área (m ²)	Factor de reducción
≤ 10	1,0
25	0,9
≥ 100	0,8

4. Los signos más y menos indican presiones que actúan hacia y desde la superficie exterior, respectivamente.
5. Para cubiertas se dan dos valores de presión, que consideran la posibilidad de sobrepresiones o succiones internas, alternativamente. Deben emplearse ambos casos.
6. Para valores intermedios de velocidad se permite interpolar cuadráticamente las presiones.
7. Las presiones son para el diseño del SPRFV. Los elementos de paredes y cubiertas se deben diseñar, además, para las presiones indicadas como C&R.

2.5.3. Revestimiento permeable al aire

Las cargas de viento de diseño determinadas según la **Tabla 2.5-2** se deben usar para todo revestimiento permeable al aire, a menos que se garanticen cargas menores a través de datos de ensayos aprobados o de bibliografía reconocida para el tipo de revestimiento permeable considerado.

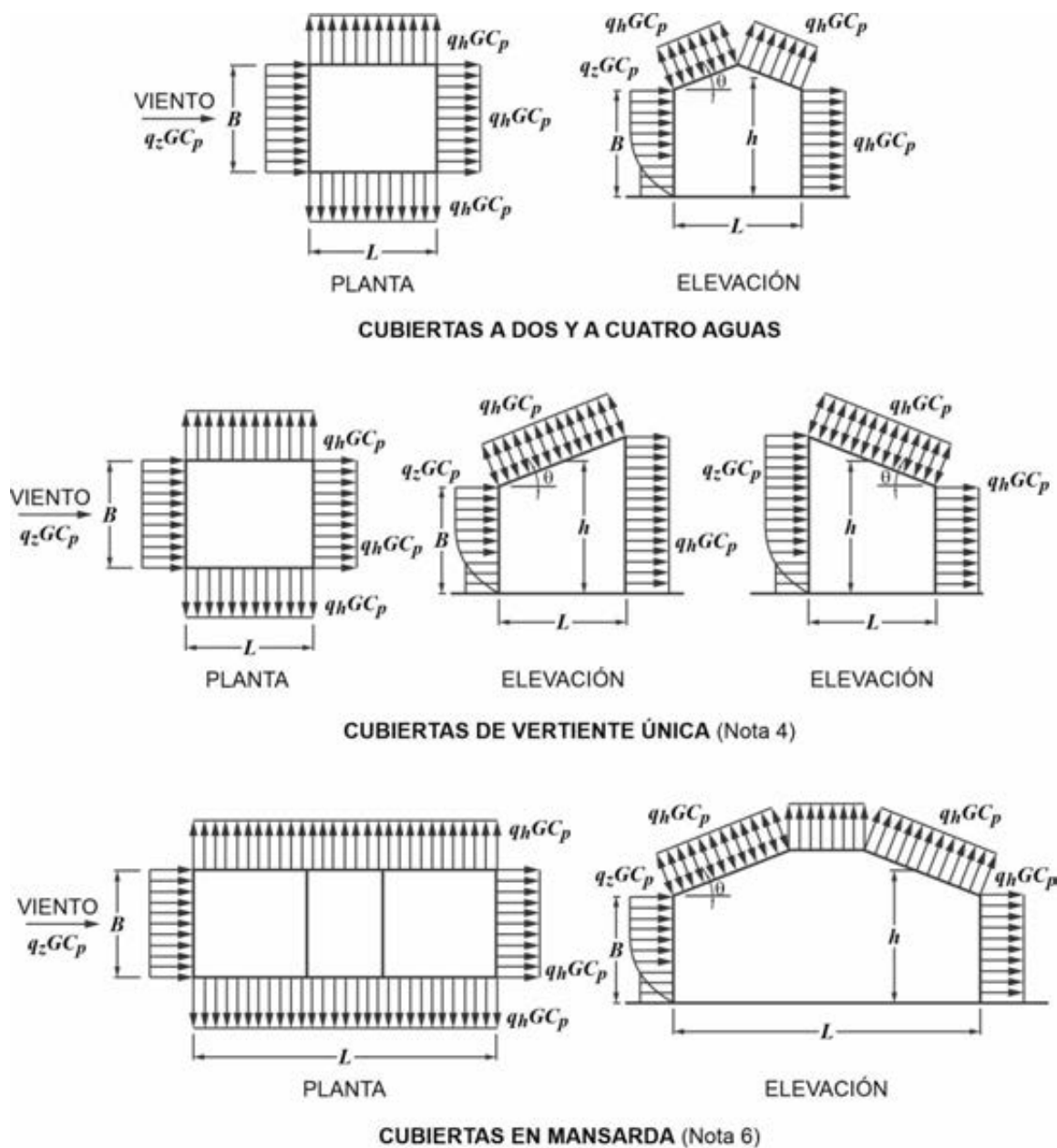
2.5.4. Flexibilidad del diafragma

El procedimiento de diseño presentado en este artículo se aplica a edificios que tienen diafragmas, ya sean rígidos o flexibles. El análisis estructural debe considerar la rigidez relativa de los diafragmas y de los elementos verticales del SPRFV.

Los diafragmas contruidos con paneles de madera se pueden idealizar como flexibles.

Los diafragmas contruidos de losas de hormigón o losas mixtas de hormigón-acero, en los que cada uno tiene una relación de lados de **2** o menos, se pueden idealizar como rígidos para consideración de las cargas de viento.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		Para todo h
Figura 2.4-1	Coeficientes de presión externa, (C_p)	Paredes y Cubiertas
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		



Simbología:

- B = dimensión horizontal del edificio, en m, medida normal a la dirección del viento.
- L = dimensión horizontal del edificio, en m, medida paralela a la dirección del viento.
- h = altura media de la cubierta en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, h será la altura del alero.
- z = altura sobre el terreno, en m.
- G = factor de efecto de ráfaga.
- q_z, q_h = presión dinámica, en N/m^2 , evaluada a la altura respectiva.
- θ = ángulo del plano de la cubierta respecto de la horizontal, en grados.

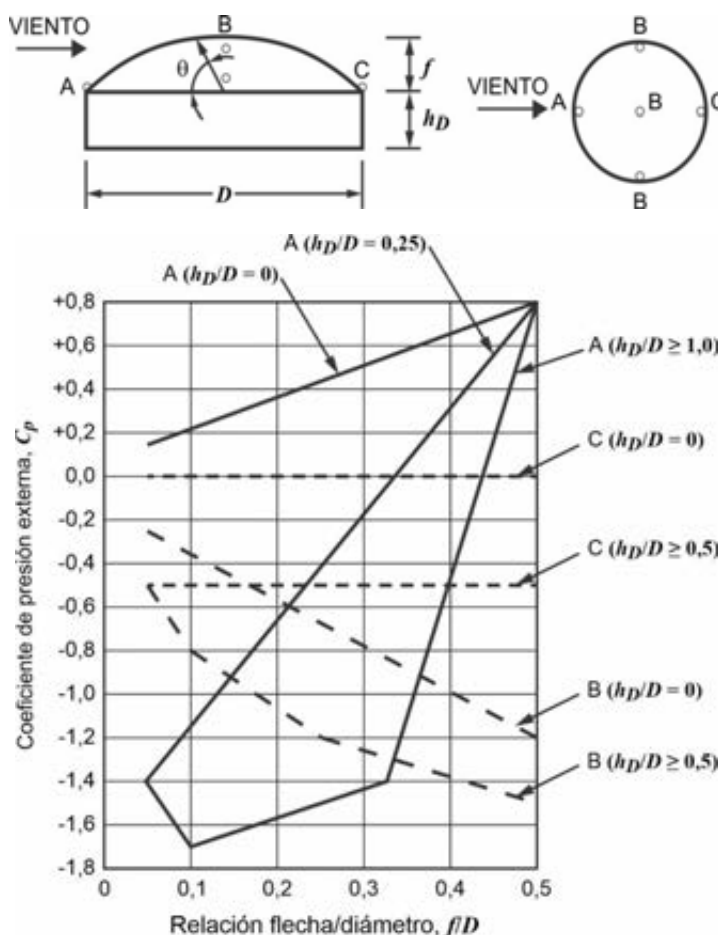
Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Parte 1							Para todo h								
Figura 2.4-1 (cont.)		Coeficientes de presión externa, (C_p)							Paredes y Cubiertas						
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos															
Coeficientes de presión en paredes, C_p															
Superficie		L/B			C_p			Usar con							
Pared a barlovento		Todos los valores			0,8			q_z							
Pared a sotavento		0 – 1			-0,5			q_h							
		2			-0,3										
		≥ 4			-0,2										
Paredes laterales		Todos los valores			-0,7			q_h							
Coeficientes de presión para cubiertas, C_p , para usar con q_h															
Dirección del viento	Barlovento Ángulo θ en grados									Sotavento Ángulo θ en grados					
	h/L	10	15	20	25	30	35	45	$\geq 60^\#$	10	15	≥ 20			
Normal a la cumbrera para $\theta \geq 10^\circ$	$\leq 0,25$	-0,7 -0,18	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,3	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,4	0,01 θ	-0,3	-0,5	-0,6			
	0,5	-0,9 -0,18	-0,7 -0,18	-0,4 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	-0,2 0,3	0,0* 0,4	0,01 θ	-0,5	-0,5	-0,6			
	$\geq 1,0$	-1,3** -0,18	-1,0 -0,18	-0,7 -0,18	-0,5 0,0*	-0,3 0,2	-0,2 0,2	0,0* 0,3	0,01 θ	-0,7	-0,6	-0,6			
Normal a la cumbrera para $\theta < 10^\circ$ y paralela a la cumbrera para todo θ	$\leq 0,5$	Distancia horizontal desde el borde a barlovento				C_p	* Se da el valor para fines de interpolación ** El valor puede reducirse linealmente con el área sobre la cual es aplicable como sigue:								
		0 a $h/2$				-0,9 -0,18									
		$h/2$ a h				-0,9 -0,18									
		h a $2h$				-0,5 -0,18									
		$> 2h$				-0,3 -0,18									
	$\geq 1,0$	0 a $h/2$				-1,3** -0,18	Área (m^2)		Factor de reducción						
						≤ 10		1,0							
		$> h/2$				-0,7 -0,18	25		0,9						
						≥ 100		0,8							

Notas:

- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose a la superficie o alejándose de ella, respectivamente.
- Se permite la interpolación lineal para valores de L/B , h/L y θ distintos a los indicados. La interpolación sólo se llevará a cabo entre valores del mismo signo. Donde no se dan valores del mismo signo, se toma **0,0** a los fines de la interpolación.
- Donde se listan dos valores de C_p se quiere indicar que la pendiente de la cubierta a barlovento está sujeta a presiones positivas o negativas y la estructura de la cubierta se debe calcular para ambas condiciones. La interpolación para relaciones intermedias de h/L en este caso se puede llevar a cabo solamente entre valores de C_p del mismo signo.
- Para cubiertas con una sola pendiente, la superficie completa de la misma es superficie a barlovento o a sotavento.
- Referirse a la **Figura 2.4-2** para cúpulas y **Figura 2.4-3** para cubiertas abovedadas.
- Para cubiertas en mansarda, la superficie superior horizontal y la superficie inclinada a sotavento se consideran en la tabla como superficies a sotavento.
- El corte horizontal total, no debe ser menor que el determinado despreciando las fuerzas de viento sobre las superficies del techo, excepto para SPRFVs en el techo consistentes en entramados resistentes a momento.

Para cubiertas con pendiente mayor que **80°** se debe usar $C_p = 0,8$.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Parte 1		Para todo h
Figura 2.4-2	Coeficientes de presión externa, (C_p)	Cúpulas
Edificios cerrados, parcialmente abiertos, parcialmente cerrados con cubiertas en forma de cúpula de planta circular		


Notación:

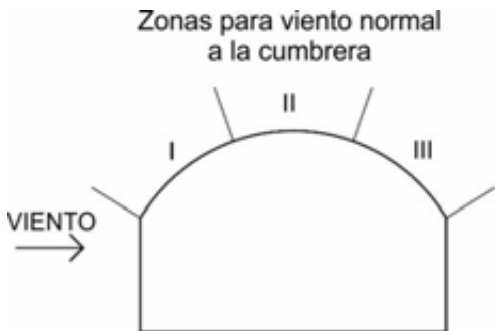
- f = flecha de la cúpula, en m.
 h_D = altura a la base del domo, en m.
 D = diámetro, en m.
 θ = ángulo del plano del techo respecto de la horizontal, en grados.

Notas

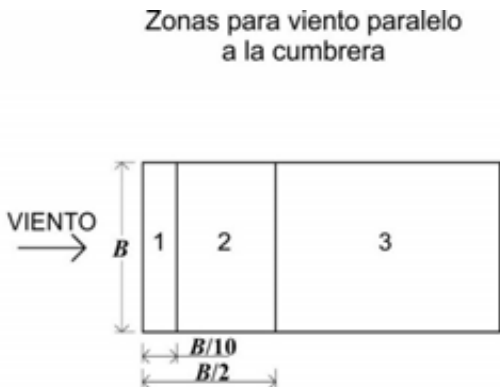
- Se considerarán dos casos de carga:
 Caso A: Los valores de C_p entre A y B y entre B y C se determinarán mediante interpolación lineal a lo largo de arcos en la cúpula paralelos a la dirección del viento;
 Caso B: C_p será el valor constante de A para $\theta \leq 25^\circ$, y se determinará mediante interpolación lineal de 25° a B y de B a C.
- Los valores de C_p se debe usar con $q(h_D+f)$ donde h_D+f es la altura en la parte superior del domo.
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose a la superficie o alejándose de ella, respectivamente.
- C_p es constante en la superficie del domo para arcos de círculos perpendiculares a la dirección del viento; por ejemplo, el arco que pasa por B-B y todos los arcos paralelos a B-B.
- Para valores de h_D/D entre los enumerados en las curvas del gráfico, se permitirá la interpolación lineal.
- $\theta = 0^\circ$ en la línea de arranque, $\theta = 90^\circ$ en el punto superior del centro del domo. f se mide a partir de la línea de arranque hasta la clave.
- El corte horizontal total no debe ser menor que el determinado despreciando las fuerzas del viento en la superficie del techo.
- Para valores de f/D menores que 0,05 use la **Figura 2.4-1**.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		Para todo h
Figura 2.4-3	Coeficientes de presión externa, (C_p)	Cubiertas abovedadas
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Zonas para viento normal a la cumbrera



Zonas para viento paralelo a la cumbrera



Zona I: Tercio a barlovento

Zona II: Tercio central

Zona II: Tercio a sotavento

Coeficientes de presión externa, (C_p)

Viento normal a la cumbrera	r	Zona	(C_p) (-)	(C_p) (+)
	$< 0,1$	I	-1,2	Ver nota 2
	0,1 a 0,3		$-1,65 + 4,5 r$	
	$> 0,3$		-0,3	
	Para todo r	II	-0,75	
	Para todo r	III	-0,5	

Viento paralelo a la cumbrera	r	Zona	(C_p)
	$\leq 0,1$	1	-1,35
		2	-0,8
		3	-0,4
	0,1 a 0,3	1	-1,1
		2	-0,8
		3	-0,4
	0,3 a 0,5	1	-1,1
		2	-1,0
3		-0,5	

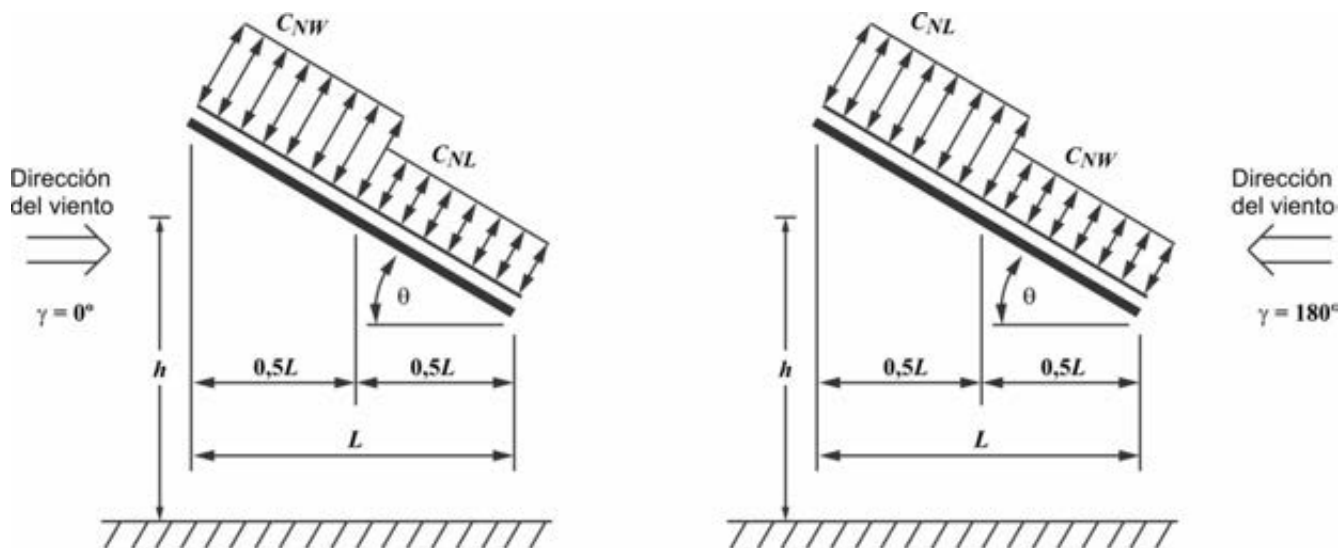
Notación:

r = relación flecha/luz

Notas

- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Considerar $C_p = 0,105 + 1,39 r$ sobre la mitad a barlovento de la Zona I.
- Sobre las zonas II, III y la mitad de la zona I más cercana a la cumbrera, sólo actuarán presiones negativas. En la mitad de la zona I más cercana al alero se considerarán ambas situaciones de presiones positivas y negativas.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Parte 1		$0,25 \leq h/L \leq 1,0$
Figura 2.4-4	Coeficientes de presión neta, (C_N)	Cubiertas aisladas de vertiente única $\theta \leq 45^\circ, \gamma = 0^\circ, 180^\circ$
Edificios abiertos		



Notación:

L = dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento a lo largo, en m.

h = altura media del techo, en m.

γ = dirección del viento, en grados.

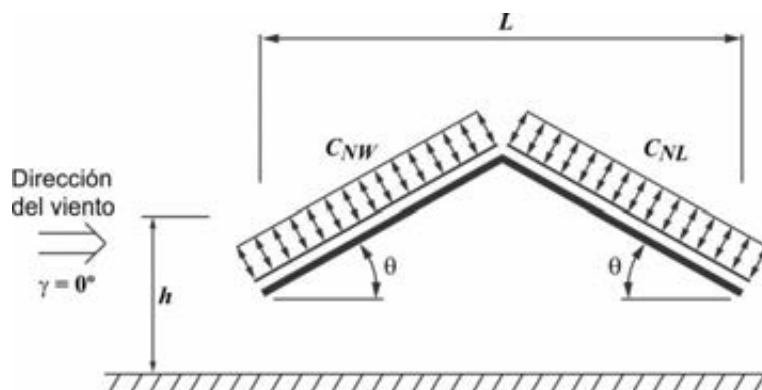
θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Ángulo techo	Caso de carga	Dirección del viento $\gamma = 0^\circ$				Dirección del viento $\gamma = 180^\circ$			
		Sin bloqueo		Con bloqueo		Sin bloqueo		Con bloqueo	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
0°	A	1,2	0,3	-0,5	-1,2	1,2	0,3	-0,5	-1,2
	B	-1,1	-0,1	-1,1	-0,6	-1,1	-0,1	-1,1	-0,6
7,5°	A	-0,6	-1	-1	-1,5	0,9	1,5	-0,2	-1,2
	B	-1,4	0	-1,7	-0,8	1,6	0,3	0,8	-0,3
15°	A	-0,9	-1,3	-1,1	-1,5	1,3	1,6	0,4	-1,1
	B	-1,9	0	-2,1	-0,6	1,8	0,6	1,2	-0,3
22,5°	A	-1,5	-1,6	-1,5	-1,7	1,7	1,8	0,5	-1
	B	-2,4	-0,3	-2,3	-0,9	2,2	0,7	1,3	0
30°	A	-1,8	-1,8	-1,5	-1,8	2,1	2,1	0,6	-1
	B	-2,5	-0,5	-2,3	-1,1	2,6	1	1,6	0,1
37,5°	A	-1,8	-1,8	-1,5	-1,8	2,1	2,2	0,7	-0,9
	B	-2,4	-0,6	-2,2	-1,1	2,7	1,1	1,9	0,3
45°	A	-1,6	-1,8	-1,3	-1,8	2,2	2,5	0,8	-0,9
	B	-2,3	-0,7	-1,9	-1,2	2,6	1,4	2,1	0,4

Notas:

1. C_{NW} y C_{NL} denotan presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior) para las mitades de barlovento (*windward*) y sotavento (*leeward*) de las superficies del techo, respectivamente.
2. La situación sin bloqueo representa un flujo de viento relativamente sin obstrucciones debajo del techo, con un bloqueo menor o igual al **50 %**. La situación con bloqueo denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (**> 50 %** de bloqueo).
3. Para valores de θ entre **7,5°** y **45°**, se permite la interpolación lineal. Para valores de θ menores a **7,5°**, use coeficientes de carga para **0°**.
4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
5. Se aplicarán todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Parte 1		$0,25 \leq h/L \leq 1,0$
Figura 2.4-5	Coeficientes de presión neta, (C_N)	Cubiertas aisladas a dos aguas $\theta \leq 45^\circ, \gamma = 0^\circ, 180^\circ$
Edificios abiertos		



Notación:

L = dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento a lo largo, en m.

h = altura media del techo, en m.

γ = dirección del viento, en grados.

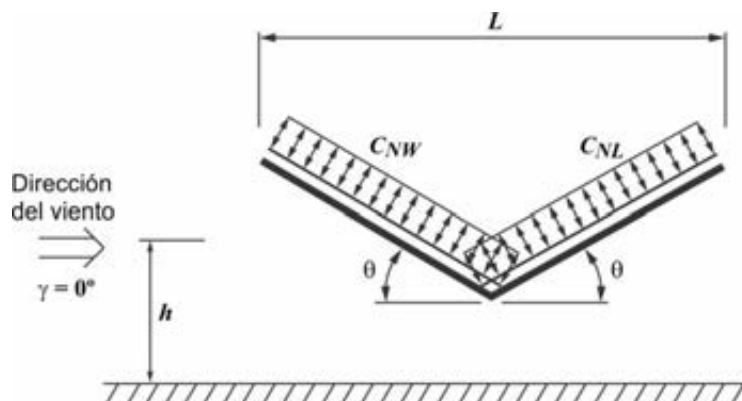
θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Ángulo del techo	Caso de carga	Dirección del viento $\gamma = 0^\circ$, 180°			
		Sin bloqueo		Con bloqueo	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
7,5°	A	1,1	-0,3	-1,6	-1
	B	0,2	-1,2	-0,9	-1,7
15°	A	1,1	-0,4	-1,2	-1
	B	0,1	-1,1	-0,6	-1,6
22,5°	A	1,1	0,1	-1,2	-1,2
	B	-0,1	-0,8	-0,8	-1,7
30°	A	1,3	0,3	-0,7	-0,7
	B	-0,1	-0,9	-0,2	-1,1
37,5°	A	1,3	0,6	-0,6	-0,6
	B	-0,2	-0,6	-0,3	-0,9
45°	A	1,1	0,9	-0,5	-0,5
	B	-0,3	-0,5	-0,3	-0,7

Notas:

1. C_{NW} y C_{NL} denotan presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior) para las mitades de barlovento (*windward*) y sotavento (*leeward*) de las superficies del techo, respectivamente.
2. La situación sin bloqueo representa un flujo de viento relativamente sin obstrucciones debajo del techo, con un bloqueo menor o igual al **50 %**. La situación con bloqueo denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (**> 50 %** de bloqueo).
3. Para valores de θ entre **7,5°** y **45°**, se permite la interpolación lineal. Para valores de θ menores a **7,5°**, use coeficientes de carga para techos aislados de vertiente única.
4. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
5. Se aplicarán todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		$0,25 \leq h/L \leq 1,0$
Figura 2.4-6	Coeficientes de presión neta, (C_N)	Cubiertas aisladas a dos aguas con diedro negativo $\theta \leq 45^\circ, \gamma = 0^\circ, 180^\circ$
Edificios abiertos		



Notación:

- L = dimensión horizontal del techo, medida en la dirección del viento a lo largo, en m.
 h = altura media del techo, en m.
 γ = dirección del viento, en grados.
 θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Ángulo del techo	Caso de carga	Dirección del viento $\gamma = 0^\circ, 180^\circ$			
		Sin bloqueo		Con bloqueo	
		C_{NW}	C_{NL}	C_{NW}	C_{NL}
7,5°	A	-1,1	0,3	-1,6	-0,5
	B	-0,2	1,2	-0,9	-0,8
15°	A	-1,1	0,4	-1,2	-0,5
	B	0,1	1,1	-0,6	-0,8
22,5°	A	-1,1	-0,1	-1,2	-0,6
	B	-0,1	0,8	-0,8	-0,8
30°	A	-1,3	-0,3	-1,4	-0,4
	B	-0,1	0,9	-0,2	-0,5
37,5°	A	-1,3	-0,6	-1,4	-0,3
	B	0,2	0,6	-0,3	-0,4
45°	A	-1,1	-0,9	-1,2	-0,3
	B	0,3	0,5	-0,3	-0,4

Notas:

- C_{NW} y C_{NL} denotan presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior) para las mitades de barlovento (*windward*) y sotavento (*leeward*) de las superficies del techo, respectivamente.
- La situación sin bloqueo representa un flujo de viento relativamente sin obstrucciones debajo del techo, con un bloqueo menor o igual al **50 %**. La situación con bloqueo denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (**> 50 %** de bloqueo).
- Para valores de θ entre **7,5°** y **45°**, se permite la interpolación lineal. Para valores de θ menores a **7,5°**, use coeficientes de carga para techos aislados de vertiente única.
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
- Se aplicarán todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Parte 1		$0,25 \leq h/L \leq 1,0$
Figura 2.4-7	Coeficientes de presión neta, (C_N)	Cubiertas aisladas $\theta \leq 45^\circ$, $\gamma = 90^\circ$, 270°
Edificios abiertos		

Vertiente única

Dirección del viento
 $\gamma = 90^\circ$

Dos aguas

Dirección del viento
 $\gamma = 90^\circ$

Diedro negativo

Dirección del viento
 $\gamma = 90^\circ$

Notación:

h = altura media del techo, en m.

γ = dirección del viento, en grados.

θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

x = distancia desde el borde de barlovento, en m.

Distancia horizontal desde el borde de barlovento	Ángulo del techo	Caso de carga	Sin bloqueo	Con bloqueo
			C_N	C_N
$x \leq h$	Todas las formas	A	-0,8	-1,2
	$\theta \leq 45^\circ$	B	0,8	0,5
$h < x \leq 2h$	Todas las formas	A	-0,6	-0,9
	$\theta \leq 45^\circ$	B	0,5	0,5
$x > 2h$	Todas las formas	A	-0,3	-0,6
	$\theta \leq 45^\circ$	B	0,3	0,3

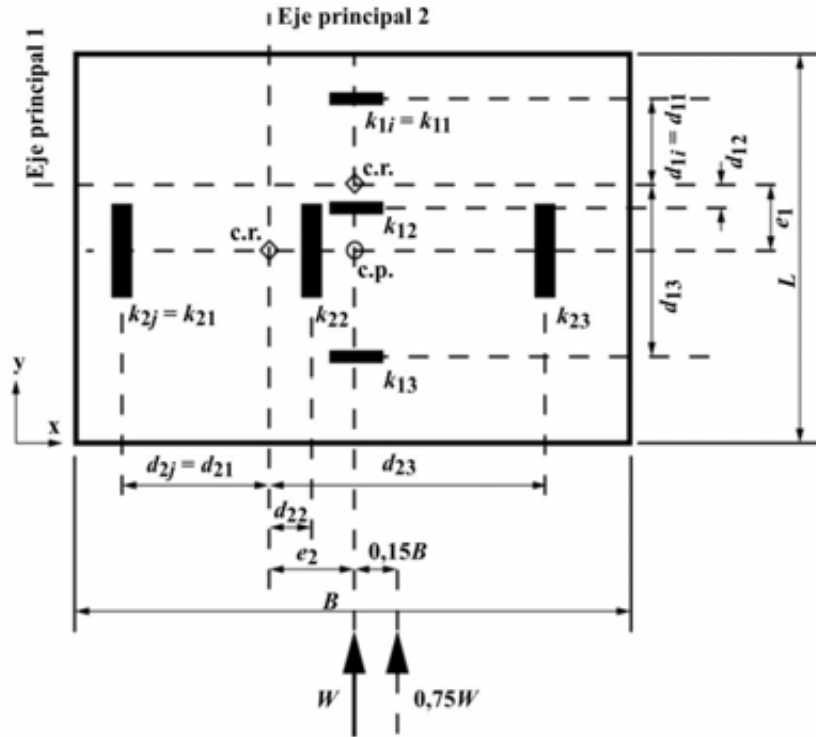
Notas:

- C_N denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).
- El flujo de viento claro denota un flujo de viento relativamente sin obstrucciones con un bloqueo menor o igual al **50 %**. El flujo de viento obstruido denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (**> 50 %** de bloqueo).
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde la superficie superior del techo, respectivamente.
- Se investigarán todos los casos de carga mostrados para cada ángulo de techo.
- Para techos de vertiente única con $\theta < 5^\circ$, los valores de C_N que se muestran se aplican también para los casos donde $\gamma = 0^\circ$ y $0,05 \leq h/L \leq 0,25$. Para otros valores de h/L se aplica la **Figura 2.4-4**.

Figura C 2.4.7-1

Excepción para cargas torsionales de viento

Diagramas



Notación

- B = dimensión en planta horizontal del edificio normal al viento
 L = dimensión en planta horizontal del edificio paralela al viento
 $c.r.$ = centro de rigidez
 $c.p.$ = centro de presión del viento
 k_{1i} = rigidez del tabique i paralelo al eje principal 1
 k_{2j} = rigidez del tabique j paralelo al eje principal 2
 d_{1i} = distancia del tabique i a c.r. perpendicular al eje principal 1
 d_{2j} = distancia del tabique j a c.r. perpendicular al eje principal 2
 e_1 = distancia desde c.p. a c.r. perpendicular al eje principal 1
 e_2 = distancia desde c.p. a c.r. perpendicular al eje principal 2
 J = momento polar de inercia de todos los tabiques SPRFV en el edificio
 W = carga de viento según lo exige la norma
 V_{1i} = fuerza del viento en el tabique i paralelo al eje principal 1
 V_{2j} = fuerza del viento en el tabique j paralelo al eje principal 2
 x_0, y_0 = coordenadas para el c.r. desde el origen de cualquier eje conveniente x, y

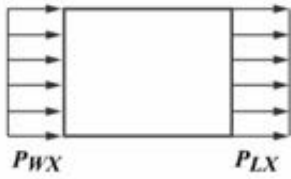
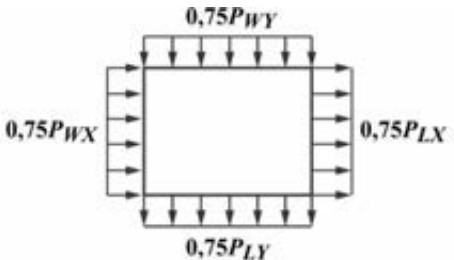
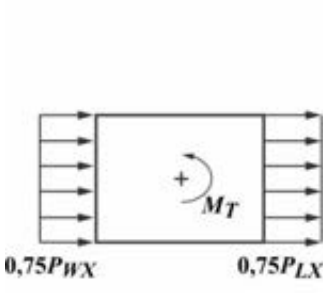
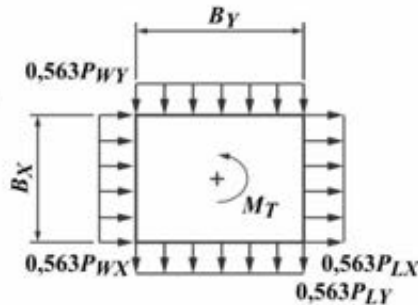
Ecuaciones

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^n y_{1i} k_{1i}}{\sum_{i=1}^n k_{1i}} \quad x_0 = \frac{\sum_{i=1}^n x_{1i} k_{1i}}{\sum_{i=1}^n k_{1i}}$$

$$J = \sum_{i=1}^n k_{1i} d_{1i}^2 + \sum_{j=1}^m k_{2j} d_{2j}^2$$

$$V_{1i} = \frac{(0,75W)k_{1i}}{\sum_{i=1}^n k_{1i}} + \frac{(0,75W)(e_1 + 0,15B)k_{1i}d_{1i}}{J}$$

$$V_{2j} = \frac{(0,75W)k_{2j}}{\sum_{j=1}^m k_{2j}} + \frac{(0,75W)(e_2 + 0,15B)k_{2j}d_{2j}}{J}$$

Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Parte 1		Para todo h
Figura 2.4-8	Casos de carga de viento de diseño	
 CASO 1  CASO 3  CASO 2 $M_T = 0,75(P_{WX} + P_{LX}) B_X e_X$ $e_X = \pm 0,15 B_X$  CASO 4 $M_T = 0,563(P_{WX} + P_{LX}) B_X e_X + 0,563(P_{WY} + P_{LY}) B_Y e_Y$ $e_X = \pm 0,15 B_X$ $e_Y = \pm 0,15 B_Y$		
Notación: P_{WX}, P_{WY} = Presión de diseño de la cara de barlovento que actúa en el eje principal x e y, respectivamente. P_{LX}, P_{LY} = Presión de diseño de la cara de sotavento que actúa en el eje principal x e y, respectivamente. B_X, B_Y = Dimensiones horizontales del edificio en dirección normal al viento en las direcciones principales x e y respectivamente. e_X, e_Y = Excentricidad para los ejes principales x e y de la estructura, respectivamente. La expresión que se muestra en la figura corresponde a edificios rígidos. Para edificios flexibles ver el artículo 2.4.6. Ver también nota 4. M_T = Momento de torsión por unidad de altura que actúa sobre un eje vertical del edificio. Caso 1: Presión de diseño total sobre el área de pared proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura, considerada separadamente a lo largo de cada eje principal. Presión de diseño total sobre paredes laterales y áreas de cubierta para viento paralelo a cada eje principal como se especifica en las Figuras 2.4-1 a 2.4-7. Todas las presiones actúan simultáneamente para cada dirección de viento principal. Caso 2: Tres cuartos de la presión de viento de diseño sobre el área de pared proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura en conjunto con un momento torsor, considerado separadamente para cada eje principal. Las presiones sobre cubierta son el 75 % del caso 1. Todas las presiones y la torsión actúan simultáneamente para cada dirección de viento principal. Caso 3: Presión del viento definida como en el Caso 1, pero con una reducción del 25 %. Para presión en la cubierta ver la nota 2. Todas las presiones actúan simultáneamente para cada dirección de viento principal. Caso 4: Presión del viento y momento torsor definidos como en el Caso 2, pero con una reducción del 25 %. Para presión en la cubierta ver la nota 2. Todas las presiones y la torsión actúan simultáneamente para cada dirección de viento principal.		

Sistema principal resistente a la fuerza del viento – Parte 1		Para todo <i>h</i>
Figura 2.4-8 (cont.)	Casos de carga de viento de diseño	
Notas: 1. Los diagramas muestran la vista en planta del edificio. 2. Por razones de claridad no se muestran las presiones sobre la cubierta. Para los casos 3 y 4 la presión resultante sobre cualquier área de la cubierta definidas por las dos direcciones de viento principales de los casos 1 y 2 deberán ser el 100 % del mayor valor de las presiones de cubierta definidos para casos 1 y 2 respectivamente. 3. Por razones de claridad no se muestran las presiones sobre las paredes laterales para los casos 1 y 2 y no se necesita considerarlas en pisos con diafragmas rígidos continuos con las paredes. 4. Se aplicará <i>M_T</i> sobre diafragmas rígidos. Se permitirá aplicar <i>M_T</i> sobre pisos con diafragmas flexibles o semirrígidos o sin diafragmas usando un bloque de presión distribuida sobre todas las paredes que reciben presión de viento normal, aplicado la proporción especificada para cada pared en la Figura 2.4-1, o usando otro método racional.		

CAPÍTULO 3. PROCEDIMIENTO ENVOLVENTE PARA ESTIMAR LAS ACCIONES SOBRE EL SPRFV

3.1. ALCANCE

El **procedimiento envolvente**, para estimar las acciones sobre el Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento (SPRFV), **no está contemplado** en el presente Reglamento.

C 3.1. ALCANCE

En *CIRSOC 102-2005* las cargas sobre el SPRFV en construcciones bajas se pueden calcular en forma indistinta mediante dos procedimientos, que en *ASCE 7* a partir de *ASCE 7-10* son explícitamente nombrados como procedimiento direccional y procedimiento envolvente. Estas denominaciones no están incorporadas en *CIRSOC 102-2005*, que los distingue por el número de figura en la que se encuentran los valores de carga para cada uno.

El **Capítulo 3** del presente reglamento, sin requisitos prescriptivos, se corresponde con el que ocupa el Capítulo 28 “Cargas de viento sobre edificios – sistemas principales resistentes a la fuerza del viento (SPRFV), procedimiento envolvente”, en las normas *ASCE 7-10*, *ASCE 7-16* y *ASCE 7-22*.

El procedimiento envolvente contiene las anteriores disposiciones para “edificios de baja altura” en el método 2 de *CIRSOC 102-2005* para SPRFV, Figura 4, que en *ASCE 7-10* y versiones posteriores tuvo algunos cambios.

La **Comisión de Viento de INTI-CIRSOC** considera que la coexistencia de dos métodos para un mismo caso es una potencial fuente de confusión, por lo que se ha resuelto mantener en la parte prescriptiva de este reglamento sólo el procedimiento direccional, para SPRFV, que es más general y cuya comprensión es rápidamente asimilable.

Para aquellos usuarios con mayor experiencia en el área que quieran hacer uso del procedimiento envolvente para estimar las acciones sobre el SPRFV, se incluye en el **Apéndice C** las especificaciones correspondientes al SPRFV equivalentes al Capítulo 28 de *ASCE 7-22*.

CAPÍTULO 4. CARGAS DE VIENTO SOBRE ACCESORIOS DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS (SPRFV) - PROCEDIMIENTO DIRECCIONAL

4.1. ALCANCE

4.1.1. Tipos de estructura

Este capítulo se aplica a la evaluación de cargas de viento sobre accesorios de edificios (tales como estructuras y equipamiento sobre azoteas) y otras estructuras de todas las alturas (tales como paredes libres llenas, carteles libres llenos, chimeneas, tanques, carteles abiertos, entramados planos simples y torres reticuladas) usando el Procedimiento Direccional.

Los pasos necesarios para la evaluación de cargas de viento sobre accesorios de edificios y otras estructuras se muestran en **Tabla 4.1-1**. Los pasos requeridos para la evaluación de cargas de viento en el SPRFV de silos y tanques cilíndricos están en **Tabla 4.1-2**.

Nota para el usuario: El **Capítulo 4** se usa para evaluar presiones de viento sobre los SPRFV de paredes libres llenas, carteles libres llenos, chimeneas, tanques, carteles abiertos, entramados planos simples y torres reticuladas. Las cargas de viento sobre estructuras y equipamiento ubicados en la parte superior de cubiertas se pueden evaluar de las disposiciones de este capítulo. Las presiones de viento se calculan usando expresiones específicas basadas en el Procedimiento Direccional.

Tabla 4.1-1. Pasos para calcular las cargas de viento sobre SPRFV de equipamientos sobre superficies de cubiertas y otras estructuras

- Paso 1:** Establecer la categoría de riesgo del edificio u otra estructura, ver **Tabla 1.14-1**.
- Paso 2:** Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo aplicable, ver **Figuras 1.5-1 A-D**.
- Paso 3:** Obtener los parámetros de carga de viento:
- Factor de direccionalidad de viento K_d , ver artículo 1.6 y **Tabla 1.6-1**.
 - Categoría de exposición B, C o D, ver artículo 1.7.
 - Factor topográfico, K_{zt} , ver artículo 1.8 y **Figura 1.8-1**.
 - Factor de efecto de ráfaga, G , ver artículo 1.9.
 - Factor de altitud del terreno, K_e , ver artículo 1.12.
- Paso 4:** Obtener el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , ver **Tabla 1.13-1**.
- Paso 5:** Calcular la presión dinámica, q_z o q_h , ver expresión (1.13-1).

Tabla 4.1-1. (Cont.). Pasos para calcular las cargas de viento sobre SPRFV de equipamientos sobre superficies de cubiertas y otras estructuras

Paso 6: Obtener el coeficiente de fuerza, C_f , o de presión (GC):

- carteles libres llenos o paredes libres llenas, **Figura 4.4-1**,
- chimeneas, tanques, equipamiento sobre azoteas, **Figura 4.5-1**,
- carteles abiertos, entramados, **Figura 4.5-2**,
- torres reticuladas, **Figura 4.5-3**,
- coeficiente combinado para equipos en cubierta, (GC_r), ver artículo 4.5.1,
- coeficiente para paneles solares en cubierta, (GC_{rn}), ver artículo 4.5.3 y 4.5.4 o
- coeficiente para paneles solares en el terreno, (GC_{gn}) y (GC_{gm}), ver artículo 4.5.5.

Paso 7: Calcular la fuerza de viento, F :

- expresión (4.4-1) para carteles y paredes,
- expresión (4.5-2) y expresión (4.5-3) para estructuras y equipamiento sobre cubiertas,
- expresión (4.5-1) para otras estructuras, (4.5-8) para paneles solares en el terreno.

Tabla 4.1-2. Pasos para calcular las cargas de viento sobre SPRFV de recipientes cilíndricos circulares verticales, silos y tanques

Paso 1: Establecer la categoría de riesgo del edificio u otra estructura, ver **Tabla 1.14-1**.

Paso 2: Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo aplicable, ver **Figuras 1.5-1 A-D**.

Paso 3: Obtener los parámetros de carga de viento:

- Factor de direccionalidad de viento K_d , ver artículo 1.6 y **Tabla 1.6-1**.
- Categoría de exposición B, C o D, ver artículo 1.7.
- Factor topográfico, K_{zt} , ver artículo 1.8 y **Figura 1.8-1**.
- Factor de efecto de ráfaga, G , ver artículo 1.9.
- Clasificación de cerramiento, ver artículo 1.10.
- Coeficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11.
- Factor de altitud del terreno, K_e , ver artículo 1.12.

Paso 4: Obtener el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , ver **Tabla 1.13-1**.

Paso 5: Calcular la presión dinámica, q_h , ver expresión (1.13-1).

Paso 6: Obtener el coeficiente de fuerza en paredes, ver artículos 4.5.2.1 y 4.5.2.4.

Paso 7: Obtener el coeficiente de presión externa (GC_p) en cubiertas y superficies inferiores, si está elevado, ver artículos 4.5.2.2 y 4.5.2.3.

Paso 8: Calcular la fuerza de viento, F , o presión, p :

- expresión (4.5-1) para paredes,
- expresión (4.5-4) para cubiertas.

4.1.2. Condiciones

Una estructura cuyas cargas de viento de diseño se evalúan de acuerdo con este artículo debe cumplir con la totalidad de las siguientes condiciones:

1. La estructura es de forma regular, como se define en el artículo 1.2; y

2. La estructura no tiene características de respuesta que la hagan objeto de cargas transversales de viento, desprendimiento de vórtices, inestabilidad debida a galope y flameo; y no tiene un sitio de emplazamiento para el cual los efectos de canalización o el golpeteo en la estela debido a obstrucciones a barlovento, requieran consideración especial.

4.1.3. Limitaciones

Las disposiciones de este capítulo toman en consideración el efecto de amplificación de carga causado por ráfagas en resonancia con vibraciones en la dirección del viento de estructuras flexibles.

Las estructuras que no cumplan con los requisitos del artículo 4.1.2 o tengan características de respuesta o formas inusuales, se deben diseñar recurriendo a bibliografía reconocida que documente tales efectos de carga de viento o deben usar los procedimientos especificados en el **Capítulo 6**.

4.1.4. Protección

No se permiten reducciones en la presión dinámica debidas a la aparente protección brindada por edificios y otras estructuras o características del terreno

4.2. REQUISITOS GENERALES

4.2.1. Parámetros de carga de viento especificados en Capítulo 1

Los siguientes parámetros de carga de viento se deben adoptar de acuerdo con el **Capítulo 1**:

- Velocidad básica de viento V , en m/s, artículo 1.5.
- Factor de direccionalidad de viento, K_d , artículo 1.6.
- Categoría de exposición, artículo 1.7.
- Factor topográfico, K_{zt} , artículo 1.8.
- Clasificación de cerramientos, artículo 1.10.
- Factor de altitud, K_e , artículo 1.12.

4.3. PRESIÓN DINÁMICA

Se calcula de acuerdo con el artículo 1.13.

C 4.3. PRESIÓN DINÁMICA

Ver C 1.13.

4.4. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO – PAREDES LIBRES LLENAS Y CARTELES LLENOS

C 4.4. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO – PAREDES LIBRES LLENAS Y CARTELES LLENOS

4.4.1. Paredes libres llenas y carteles libres llenos

C 4.4.1. Paredes libres llenas y carteles libres llenos

La fuerza de viento de diseño para paredes libres llenas y carteles libres llenos se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$F = q_h G C_f A_s \quad (4.4-1)$$

donde:

F fuerza de viento de diseño, en N;

q_h presión dinámica, en N/m², evaluada a la altura h (definida en la **Figura 4.4-1**) de acuerdo con el artículo 1.13;

G factor de efecto de ráfaga del artículo 1.9;

C_f coeficiente de fuerza neta de la **Figura 4.4-1**;

A_s área total de la pared libre llena o cartel libre lleno, en m².

Las especificaciones en la **Figura 4.4-1** se basan en resultados de estudios en túnel de viento de capa límite (Letchford, 1985, 2001; Holmes, 1986; Letchford and Holmes, 1994; Ginger y asoc., 1998a y 1998b; Letchford and Robertson, 1999; y Metha y asoc., 2012).

La siguiente expresión (Fox and Levitan, 2005) da un ajuste de superficie curva a los datos del coeficiente de presión media neta promediado por área de Letchford (2001) y Holmes (1986) (equivalente a los coeficientes de fuerza media en este caso):

$$C_f = \{1,563 + 0,008542 \ln(x) - 0,06148y + 0,009011[\ln(x)]^2 - 0,2603y^2 - 0,08393y [\ln(x)]\} / 0,85$$

donde:

$$x = B/s$$

$$y = s/h$$

El valor **0,85** en el denominador modifica los coeficientes de fuerza derivados del túnel de viento en un formato donde se puede usar el factor de efecto de ráfaga tal como se lo define en el artículo 1.9.

Los coeficientes de fuerza para los casos A y B se generaron a partir de la expresión precedente y luego se redondearon a los **0,05** más próximos. Esa expresión es solamente válida dentro del intervalo de las relaciones de B/s y s/h dados en la figura para Casos A y B.

De todos los estudios pertinentes, solo Letchford (2001) trataba específicamente la excentricidad (ver Caso B). Letchford informó que sus datos suministraron una armonización razonable a las recomendaciones de Cook (1990) para usar una excentricidad de **0,25 veces** el ancho promedio del cartel.

Sin embargo, los datos eran demasiado limitados en alcance para justificar el cambio del valor de la excentricidad existente de **0,2 veces** el ancho promedio del cartel, que también se usa en la norma de 2011 de Australia/Nueva Zelanda (Standards Australia, 2011).

Metha y asoc. (2012) ensayaron una variedad de relaciones de aspecto (B/s) y separaciones relativas (s/h) para carteles de doble cara con todos los costados cerrados para abordar prácticas industriales actuales. El estudio incluyó tanto ensayos en túnel de viento como ensayos en escala natural para calibrar los modelos del túnel de viento (Zuo y asoc.; Smith y asoc., 2014). Estas configuraciones de carteles exhibieron una reducción del **16 %** en promedio, de los coeficientes de fuerza, con un rango de **9 %** a **22 %**, comparados a los coeficientes de fuerza de carteles de una

cara, dados por la expresión de arriba. Estos ensayos también mostraron que la excentricidad de **0,2 veces** el ancho del cartel es excesivamente conservativa. Las excentricidades reportadas en el estudio estuvieron en un rango entre **0,039** a **0,105 veces** el ancho del cartel, con un promedio de **0,061**. Ensayos reportados por Giannoulis y asoc. (2012) apoyan los hallazgos de Metha y asoc. (2012).

El caso C se agregó para tener en cuenta las presiones más altas observadas en túnel de viento (Letchford, 1985, 2001; Holmes, 1986; Letchford and Holmes, 1994; Ginger y asoc., 1998a y 1998b; y Letchford and Robertson, 1999) y en estudios a escala natural (Robertson y asoc., 1997) cerca del borde a barlovento de una pared o cartel libre para direcciones de viento oblicuas.

Las expresiones de regresión lineal se ajustaron a los datos de coeficientes de presión media neta locales (para la dirección de viento **45°**) a partir de los estudios de viento de referencia para generar coeficientes de fuerza para regiones cuadradas que comiencen en el borde de barlovento.

Las presiones cerca de este borde se incrementan significativamente cuando la longitud de la estructura se incrementa. No se disponía de datos sobre la distribución espacial de presiones para estructuras con baja relación de aspecto (**$B/s < 2$**).

La ilustración de la muestra para el caso C en la parte superior de la **Figura 4.4-1** es para un cartel con una relación de aspecto **$B/s = 4$** . Para carteles con relación **B/s** diferentes, el número de regiones es igual al número de entradas del coeficiente de fuerza ubicados debajo de cada encabezamiento de columna **B/s** .

Para direcciones de viento oblicuas (Caso C) se ha observado que los coeficientes de fuerza se incrementan para los carteles separados del terreno comparados con paredes apoyadas sobre el terreno (Letchford, 1985, 2001 y Ginger y asoc., 1998a). La relación entre coeficientes de carteles separados y apoyados sobre el terreno (p. ej.: **$s/h = 0,8$ y 1** respectivamente) es **1,25**, que es la misma relación que usa la norma Australiana/Neo Zelandesa (Standards Australia 2002). La nota 4 de la **Figura 4.4-1** permite la interpolación lineal entre estos dos casos.

Para paredes y carteles apoyados en el terreno (**$s/h = 1$**) el centro de presión vertical medio fluctúa de **0,5h** a **0,6h** (Holmes, 1986; Letchford, 1989; Letchford and Holmes, 1994, Robertson y asoc., 1995, 1996; y Ginger y asoc., 1998a) siendo **0,55h** el valor promedio. Para paredes y carteles separados del terreno, el centro geométrico es lo que mejor representa el centro de presión vertical supuesto.

La reducción en **C_f** debida a la porosidad (Nota 2) sigue una recomendación (Letchford, 2001). Ambos datos, de túnel de viento y de escala natural, han demostrado que las esquinas reducen significativamente las presiones netas en la región cerca del borde a barlovento de la pared o cartel (Letchford and Robertson, 1999).

4.4.2. Carteles llenos adosados

La presión de viento de diseño sobre un cartel lleno adosado a la pared de un edificio, donde el plano del cartel es paralelo y está en contacto con el plano de la pared, y el cartel no se extiende más allá de los bordes laterales o superior de la pared, se debe evaluar usando los procedimientos para las presiones de viento sobre las paredes de acuerdo con el **Capítulo 5**, tomando el coeficiente de presión interna (GC_{pi}) igual a **0**.

Este procedimiento también se aplica a carteles llenos adosados, pero no en contacto directo con la pared, suponiendo que la distancia entre el cartel y la pared no es mayor que **1 m** y que el borde del cartel está por lo menos **1 m** hacia el interior de los bordes libres de la pared, p. ej., bordes laterales y superior y borde inferior de paredes elevadas.

C 4.4.2. Carteles llenos adosados

Los carteles adosados a paredes y sujetos a las limitaciones geométricas del artículo 4.4.2 deberían experimentar presiones de viento aproximadamente iguales a las presiones externas sobre la pared a la cual están adosados. Los requisitos de dimensiones para carteles soportados por entramados, donde hay una pequeña brecha entre el cartel y la pared, se basan en el juicio colectivo de la comisión de ASCE.

4.5. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO – OTRAS ESTRUCTURAS

La fuerza de viento de diseño para otras estructuras (chimeneas, tanques, carteles abiertos, entramados planos simples, y torres reticuladas), ya sea montados en el suelo o sobre el techo, se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$F = q_z GC_f A_f \quad (4.5-1)$$

donde:

F fuerza de viento de diseño, en N;

q_z presión dinámica, en N/m², evaluada, como se define en el artículo 1.13, a la altura z del centroide del área A_f ;

G factor de efecto de ráfaga del artículo 1.9;

C_f coeficiente de fuerza de las **Figuras 4.5-1 a 4.5-4**;

A_f área proyectada normal al viento excepto donde C_f está especificado para el área de la superficie real, en m².

C 4.5. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO – OTRAS ESTRUCTURAS

Se requiere que la Categoría de Riesgo para equipamiento sobre azoteas o accesorios sea no menor que la del edificio sobre la cual se halla montado ni tampoco menor que cualquier otra instalación a la cual el equipamiento presta servicio. Por ejemplo, si un conjunto de paneles solares está en el techo de un hospital, la carga de viento de diseño del conjunto de paneles se basa en la Categoría de Riesgo del hospital, aun si los paneles no son necesarios para el funcionamiento del hospital.

En ASCE (2011) se pueden encontrar lineamientos para estimar G , C_f y A_f para estructuras que se encuentran en la industria petroquímica y otras instalaciones industriales que no están incluidas en **CIRSOC 102** ni **ASCE 7**.

4.5.1. Estructuras y equipamientos ubicados sobre techos de edificios

La fuerza lateral, F_h , y la fuerza vertical, F_v , sobre estructuras y equipamientos ubicados sobre techos o azoteas de edificios, excepto lo que se especifique para paneles solares montados en los techos (artículos 4.5.3 y 4.5.4) y para estructuras identificadas en el artículo 4.5, se deben calcular como se especifica a continuación.

C 4.5.1. Estructuras y equipamientos ubicados sobre techos de edificios

El tratamiento de este tema, que no estaba en **CIRSOC 102-2005**, fue evolucionando en sucesivas ediciones de **ASCE 7**. En **ASCE 7-10** las expresiones (4.5-2) y (4.5-3) sólo eran aplicables a edificios de hasta **18,3 m** de alto. En **ASCE 7-16** las cargas de viento sobre estructuras y equipamientos sobre techos se revisaron para poder usar esas expresiones en edificios de todas las alturas. El cambio da una representación mejorada de la limitada investigación disponible (Hosoya y asoc., 2001 y Kopp

La fuerza lateral resultante, F_h , se debe calcular con la expresión (4.5-2) y aplicarse a una altura sobre la superficie del techo igual o mayor que la del centroide del área proyectada, A_f .

$$F_h = q_h G C_r A_f \quad (4.5-2)$$

donde:

F_h fuerza de viento de diseño, en N;

$(G C_r) = 1,9$ para estructuras y equipamientos ubicados sobre azoteas con A_f menor que $(0,1Bh)$. Se puede reducir linealmente $(G C_r)$ de $1,9$ a $1,0$ cuando el valor de A_f se incrementa de $(0,1B \cdot h)$ a $(B \cdot h)$;

q_h presión dinámica, en N/m^2 , evaluada a la altura media de cubierta del edificio;

A_f área vertical proyectada de la estructura o equipamiento sobre azoteas sobre un plano normal a la dirección del viento, en m^2 .

Las dimensiones B y h son las del edificio sobre el cual se encuentra ubicado el equipamiento.

La fuerza vertical de levantamiento, F_v , sobre estructuras y equipamientos ubicados sobre azoteas, se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$F_v = q_h G C_r A_r \quad (4.5-3)$$

donde:

F_v fuerza de viento de diseño, en N;

$(G C_r) = 1,5$ para estructuras y equipamientos ubicados sobre azoteas con A_r menor que $(0,1B \cdot L)$. Se puede reducir linealmente $(G C_r)$ de $1,5$ a $1,0$ cuando el valor de A_r se incrementa de $(0,1B \cdot L)$ a $(B \cdot L)$;

q_h presión dinámica, en N/m^2 , evaluada a la altura media de cubierta del edificio;

A_r área horizontal proyectada de la estructura o equipamiento sobre azotea, en m^2 .

Las dimensiones B y L son las del edificio sobre el cual se encuentra ubicado el equipamiento.

and Traczuk, 2007). También elimina inconsistencias entre los datos para equipamiento en techos hasta **18,3 m** y en techos levemente por encima de esa altura. La investigación en Hosoya y asoc. (2001) sólo trataba un valor de A_f (**0,04B·h**). La investigación en Kopp and Traczuk (2007) analiza valores de $A_f = 0,02B \cdot h$ y **0,03B·h**, y valores de $A_r = 0,0067BL$. Debido a que se supone que $G C_r$ se aproxima a **1,0** mientras A_f o A_r se aproxima a aquella del edificio (**B·h** o **B·L**), se incluye una interpolación lineal como forma de evitar una función escalón en la carga, si el diseñador estructural quiere tratar otros tamaños. Las cargas aquí recomendadas se ajustan mejor a unidades cuyo tamaño es mucho menor que el del edificio, $A_f < 0,05B \cdot h$ y $A_r < 0,01B \cdot L$. Se espera que las cargas resultantes sean conservadoras si se aplican a estructuras alargadas que se extiendan sobre el techo más de **0,1B** o **0,1L**.

Ambos estudios muestran fuerzas de levantamiento altas sobre el equipamiento en techos. Por ello se abordan fuerzas de levantamiento en el artículo 4.5.1.

Es usual ocultar equipamiento mecánico, de plomería o eléctrico detrás de mamparas. Desde el punto de vista aerodinámico se caracteriza a las mamparas como estructuras no cubiertas por el techo y emplazadas lo suficientemente lejos de los bordes del edificio como para no ser consideradas parapetos. Hay disponibles muchos tipos de mamparas, en un rango que va desde las paredes sólidas a los paneles porosos. Aunque el uso de mamparas es predominante hay poca investigación disponible para guiar la estimación de cargas sobre las mamparas y sobre el equipamiento que está detrás de ellas. Por ello, las mamparas, el equipamiento detrás de las mamparas, sus soportes y fijaciones al edificio se deben diseñar para la carga de viento completa determinada de acuerdo con el artículo 4.5.1. Los diseñadores pueden considerar una reducción de las cargas de diseño cuando dispongan de una substancial cantidad de datos que soporten esa reducción, obtenidos con los procedimientos especificados en el **Capítulo 6**. Por ejemplo, los estudios de Zuo y asoc. (2011) y Erwin y asoc. (2011) sugieren que las cargas de viento en algunos tipos de materiales y equipamientos detrás de mamparas pueden ser sobreestimadas por las ecuaciones definidas en el artículo 4.5.

Las fuerzas de viento de diseño para tanques o estructuras similares montadas a nivel de suelo se determinarán de acuerdo con el artículo 4.5.2.

Con excepción de la **Figura 4.5-3**, los valores de coeficientes de presión y fuerza en las tablas de las **Figuras 4.5-1** y **4.5-2** no han cambiado respecto de **CIRSOC 102-2005**, que provienen de ANSI A58.1-1972. Los coeficientes especificados en estas tablas se basan en ensayos de túnel de viento llevados a cabo en condiciones de flujo uniforme y baja turbulencia, y su validez en flujos turbulentos de capa límite aún tiene que establecerse completamente. Los coeficientes de presión adicionales para condiciones que no están especificadas aquí, se pueden encontrar en dos referencias (SIA, 1956; y ASCE, 1961).

En lo relativo a la **Figura 4.5-3**, los coeficientes de fuerza son un refinamiento de los coeficientes especificados en ANSI A58.1-1982 y ASCE 7-93. Los coeficientes de fuerza especificados se ofrecen como un procedimiento simplificado que se puede usar para torres reticuladas y son consistentes con los coeficientes de fuerza dados en **CIRSOC 306-2018** y ANSI/TIA-222-G-2009.

Este reglamento no pretende excluir el uso de otra bibliografía reconocida para el diseño de estructuras especiales, tales como torres de transmisión y telecomunicaciones. No se ofrecen recomendaciones para cargas de viento sobre tirantes de torres al igual que en previas ediciones de este reglamento. Es necesario referirse a bibliografía reconocida para el diseño de estas estructuras especiales tal como se hace notar en el artículo 4.1.3. Para el diseño de mástiles, ver NAAMM (2007). Para el diseño de soportes estructurales de carteles, luminarias y señales de tránsito en autopistas ver AASHTO LRFDLTS-1 (AASHTO 2015).

4.5.2. Silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados con $h \leq 40$ m, $D \leq 40$ m y $0,25 \leq H/D \leq 4$

Los silos, tanques y recipientes cilíndricos cerrados verticales de similar tamaño agrupados con un espaciamiento de centro a centro mayor que **2 diámetros** se tratan como estructuras aisladas según los artículos 4.5.2.1, 4.5.2.2 y 4.5.2.3.

Para espaciamientos menores que **1,25 diámetros** se tratan como agrupados y la presión de viento se calcula según el artículo 4.5.2.4.

Para espaciamientos intermedios se usan valores de C_p (o C_f) obtenidos por interpolación lineal.

donde:

h altura media de cubierta del silo, tanque o recipientes cilíndricos verticales cerrados, en m, según **Figura 4.5-4**;

H altura de la parte sólida del cilindro, en m;

D diámetro del cilindro, en m, y

C_p, C_f coeficiente de presión o de fuerza.

4.5.2.1. Paredes externas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados – aislados

Para calcular la fuerza de arrastre global en silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados usando la expresión (4.5-1) se permite el uso de un coeficiente de arrastre (C_f) de **0,63** basado en la superficie de la proyección de las paredes ($D \cdot H$), cuando H/D está dentro del rango de **0,25** a **4,0** y el cilindro está apoyado en el suelo o soportado por

C 4.5.2. Silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados con $h \leq 40$ m, $D \leq 40$ m y $0,25 \leq H/D \leq 4$

El artículo 4.5 contiene las recomendaciones para evaluar cargas de viento sobre paredes y techos de silos y tanques. Las recomendaciones están mayormente basadas en Standards Australia (2011) y en los ensayos de viento de estructuras cilíndricas bajas hechas a altos números de Reynolds ($Re > 1,0 \times 10^5$) por Sabransky and Melbourne (1987) y Macdonald y asoc. (1988, 1990). En los ensayos en túnel de viento se encontraron incrementos significativos en las fuerzas de arrastre de silos agrupados, por ello las especificaciones de silos y tanques agrupados se incluyen en esta sección.

Para calcular el factor de ráfaga G , el período estructural T debe basarse en el análisis de la estructura completa: tanque y estructura de soporte.

C 4.5.2.1. Paredes externas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados – aislados

Este artículo especifica el coeficiente de arrastre C_f para las paredes de recipientes cilíndricos, silos y tanques. El coeficiente de arrastre se adopta de Standards Australia (2011). Note que el coeficiente de fuerza de arrastre de **0,63** obtenido de una integración de las ecuaciones en AS/NZS 1170.2 (Standards Australia 2002) está cerca del valor para el tipo de superficie lisa de la **Figura 4.5-1**.

columnas.

El espaciamiento (C) debe ser menor o igual que la altura H como se muestra en la **Figura 4.5-4**.

donde:

C espaciamiento entre el suelo y el fondo del cilindro según **Figura 4.5-4**.

4.5.2.2. Techos de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados - aislados

Las presiones netas de diseño en los techos de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados se calculan con la expresión (4.5-4):

$$p = q_h (GC_p - (GC_{pi})) \quad (4.5-4)$$

donde:

p presión de viento de diseño, en N/m^2 ;

q_h presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h , en N/m^2 ;

C_p coeficiente de presión externa para techos según la **Figura 4.5-5**;

(GC_{pi}) coeficiente de presión interna para estructuras techadas según la expresión (1.11), y

G factor de efecto de ráfaga según artículo 1.9.

Las presiones externas en techos cónicos, planos o domos con ángulo menor que 10° de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados se calcularán con los coeficientes de presión externa C_p dados en la **Figura 4.5-5** para Zonas 1 y 2. Las presiones externas en domos con ángulo mayor que 10° se calculan según la **Figura 2.4-2**.

4.5.2.3. Fondos de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados separados del suelo - aislados

Los coeficientes de presión externa C_p para el fondo de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados separados del suelo se toman iguales a **0,8** y **-0,6**, ambos casos.

Para estructuras con una separación $C \leq h/3$ se usa interpolación lineal entre los valores anteriores y $C_p = 0,0$ de acuerdo con la relación C/h , donde C y h están definidos como se muestra en la **Figura 4.5-4**.

Para el cálculo de las presiones externas en la cara inferior, la presión dinámica se debe tomar igual a q_h .

C 4.5.2.2. Techos de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados - aislados

Esta sección especifica los coeficientes de presión externa (C_p) de los techos de recipientes cilíndricos, silos y tanques. Se cubren dos condiciones, como se muestra en la **Figura 4.5-5**: techos que tienen un ángulo de inclinación $\theta < 10^\circ$, y techos que tienen $10^\circ < \theta < 30^\circ$. Los resultados de $\theta < 10^\circ$ se basan en comparaciones entre domos y techos planos del Capítulo 27 de **ASCE 7-10** para condiciones de máxima sustentación. Los resultados de $10^\circ < \theta < 30^\circ$ son consistentes con los datos de Sabransky y Melbourne (1987) y Macdonald y asoc. (1988, 1990). De acuerdo con los ensayos en túnel de viento sólo se observan succiones en los techos definidos.

C 4.5.2.3. Fondos de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados separados del suelo - aislados

Cuando el tanque o silo está elevado respecto del piso, la cara externa del fondo queda expuesta a la acción del viento. Esta sección especifica los coeficientes de presión externa (C_p) del fondo de recipientes cilíndricos, silos y tanques. Los coeficientes de arrastre se adoptan de Standards Australia (2011).

4.5.2.4. Techos y paredes externas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados - agrupados

Para grupos de tres o más silos, tanques o recipientes cilíndricos verticales con espaciamento de centro a centro menor que **1,25D**, los coeficientes de presión en cubiertas, C_p , y coeficientes de fuerza de arrastre, C_f , en las paredes proyectadas son calculados usando la **Figura 4.5-6**. La presión neta de diseño en los techos se calcula con la expresión (4.5-4). La fuerza de arrastre global se calcula con la expresión (4.5-1).

C 4.5.2.4. Techos y paredes externas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados - agrupados

Los valores de C_p y C_f de techos y paredes de silos agrupados se basan en buena medida en Standards Australia (2011) y en ensayos en túnel de viento de Sabransky and Melbourne (1987) y Macdonald y asoc. (1990). Ensayos realizados por Sabransky and Melbourne (1987) sobre un grupo de tres silos alineados perpendicularmente a la dirección del viento, con un espaciamento de **0,25D** entre paredes adyacentes (**1,25D** de centro a centro) indicaron que el coeficiente de arrastre del cilindro central es **65 %** más alto que si estuviese aislado. Los coeficientes de presión sobre todo el techo fueron significativamente más grandes en magnitud que los correspondientes a modelos aislados. Se concluyó en que un espaciamento de **0,25D** produce la máxima interferencia entre dos cilindros finitos.

4.5.3. Paneles solares en techos de edificios de todas las alturas, con techos planos, a dos o cuatro aguas, con inclinaciones menores a 7°

Tal como se ilustra en la **Figura 4.5-7**, la presión de viento de diseño para paneles solares colocados sobre techos se aplica a aquellos instalados en edificios cerrados, parcialmente abiertos o parcialmente cerrados de todas las alturas, con techos o azoteas planas, a dos o cuatro aguas con inclinaciones $\theta \leq 7^\circ$, con paneles que cumplan con:

- $L_p \leq 2,10 \text{ m}$,
- $\omega \leq 35^\circ$,
- $h_1 \leq 0,65 \text{ m}$,
- $h_2 \leq 1,25 \text{ m}$,

con un huelgo mínimo de **6 mm** entre paneles, que cumplan con una distancia entre huelgos no superior a **2,1 m**. Además, para aplicar las presiones de diseño indicadas en este artículo, la distancia libre horizontal mínima entre los paneles y el borde del techo debe ser el mayor entre $2(h_2 - h_{pt})$ y **1,25 m**.

donde:

L_p longitud de la cuerda del panel, en m,

ω ángulo entre el panel y el techo, en grados,

h_1 separación entre la parte inferior del panel y la superficie del techo, en m,

h_2 altura máxima del panel sobre la superficie del techo, en m,

h_{pt} altura del parapeto, en m, según **Figura 4.5-7**,

C 4.5.3. Paneles solares en techos de edificios de todas las alturas, con techos planos, a dos o cuatro aguas, con inclinaciones menores a 7°

El artículo 4.5.3 aborda paneles solares de perfil bajo sobre techos con poca pendiente. Se especifican requerimientos para este tipo particular de conjunto de paneles solares porque tales sistemas (a) son de uso extendido y (b) han sido objeto de ensayos en túnel de viento que orientan sobre las cargas de viento de diseño apropiadas. La **Figura 4.5-7** tiene un rango de aplicación que se ha limitado intencionalmente. La máxima altura por encima de la superficie del techo (h_2) para los paneles se limitó a **1,25 m** y la longitud de la cuerda del panel (L_p , ver **Figura 4.5-7**) se limitó a **2 m**. Datos de ensayos en túnel de viento (p. ej., Kopp, 2013) muestran que incrementar la altura total sobre el techo o incrementar la cuerda del panel incrementa las cargas de viento. De la misma manera, la separación entre los paneles y la superficie del techo (h_1) se limitó a **0,65 m**; de otra manera el flujo de viento por debajo del panel puede causar una sustentación que exceda la especificada en la figura. Los requerimientos no son aplicables a estructuras abiertas porque los datos de ensayos provienen de estructuras cerradas, que tienen una aerodinámica diferente a las estructuras abiertas. Las zonas del techo que se muestran en la **Figura 4.5-7** son más grandes que aquellas definidas para las cargas de viento, como se explicó en Banks (2012) y Kopp (2013). Para edificios con plantas no rectangulares, tales como las esquematizadas en la **Figura C 4.5-1**, adaptadas de SEAOC (2012), se pueden usar como guía cuando se aplican los requerimientos. Las esquinas con reentradas no crean una Zona 3 porque los vórtices de esquina sólo se forman en esquinas convencionales o protuberantes. De manera similar, las esquinas convencionales con ángulos de más de **90°** tienden a debilitar los vórtices; a medida que este ángulo se vuelve más obtuso, las esquinas tienden a aplanarse y a producir una condición de flujo más parecida a la de un borde.

Las presiones de viento diseño en los paneles solares ubicados en los techos se calculan con las expresiones (4.5-5) y (4.5-6):

$$p = q_h (GC_{rn}) \quad (4.5-5)$$

donde:

p presión de viento de diseño, en N/m²;

q_h presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h , en N/m²;

$$(GC_{rn}) = (\gamma_p) (\gamma_c) (\gamma_E) (GC_{rn})_{nom} \quad (4.5-6)$$

donde:

$\gamma_p = \min(1,2; 0,9 + h_{pt} / h)$;

$\gamma_c = \max(0,6 + 0,06L_p; 0,8)$; y

$\gamma_E = 1,5$ para cargas de levantamiento en paneles que están expuestos y dentro de una distancia $1,5L_p$ desde el final de una fila a un borde expuesto del conjunto,

$\gamma_E = 1,0$ en cualquier lugar para cargas de levantamiento y para cargas hacia abajo, como se ilustra en la **Figura 4.5-7**.

Un panel se define como expuesto si d_0 al borde del techo $> 0,5h$ y se cumple una de las siguientes condiciones:

1. d_1 al conjunto adyacente $> \max(4h_2; 1,25 \text{ m})$ ó
2. d_2 al panel de la fila siguiente $> \max(4h_2; 1,25 \text{ m})$.

$(GC_{rn})_{nom}$ coeficiente de presión neta nominal para paneles solares como se indica en la **Figura 4.5-7**.

El procedimiento del artículo 4.5.4 está permitido cuando se cumplen las siguientes condiciones: $\omega \leq 2^\circ$, $h_2 \leq 0,25 \text{ m}$, se tiene un huelgo mínimo de **6 mm** entre todos los paneles y la distancia entre huelgos no excede **2,1 m**.

El techo será diseñado para las dos situaciones siguientes:

1. El caso donde los colectores solares están presentes. En esta situación las cargas de viento actuando en los colectores solares de acuerdo con este artículo deben ser aplicadas simultáneamente con las cargas de viento sobre el techo especificadas en otros artículos actuando en

Las curvas de coeficiente de presión neta nominal $(GC_{rn})_{nom}$ se derivan de datos de ensayos en túnel de viento dentro de los rangos de parámetros permitidos por la **Figura 4.5-7**. Estas curvas se hicieron basándose en una metodología consistente con la usada para las cargas sobre Componentes y Revestimientos de **CIRSOC 102** y **ASCE 7**. Los coeficientes de presión neta que se muestran en las curvas de la figura se denotan $(GC_{rn})_{nom}$ porque estos valores necesitan ajustarse a las condiciones del borde de los conjuntos, tamaño del parapeto y el largo del panel solar.

Los datos de túnel de viento indican que los valores de $(GC_{rn})_{nom}$ no se relacionan linealmente con el ángulo de inclinación, ω , del panel en todo el rango de variación de ω . Los datos indican que hay un cambio relativamente pequeño, en los paneles con menor inclinación, en el rango de 1° a 5° . Luego hay un rápido incremento de los valores de $(GC_{rn})_{nom}$ en el rango 5° a 15° . Nuevamente hay un cambio relativamente pequeño en los valores de $(GC_{rn})_{nom}$ para ángulos mayores en el rango de 15° a 35° porque para ángulos de inclinación más altos, los paneles a barlovento crean turbulencia, lo que incrementa las cargas de viento en todos los paneles a sotavento (p. ej., Kopp y asoc., 2012; Kopp, 2013). Por lo tanto, se hizo la figura con dos curvas de $(GC_{rn})_{nom}$ para tener en cuenta este fenómeno: una curva de $(GC_{rn})_{nom}$ para paneles con poca inclinación, en el rango de 0° a 5° , y otra para paneles con mucha inclinación, en el rango de 15° a 35° . Para paneles con inclinación en el rango de 5° a 15° se permite interpolar linealmente.

Los valores de $(GC_{rn})_{nom}$ son tanto positivos como negativos. Los datos de ensayos en túnel de viento muestran presiones positivas y negativas similares para paneles solares (que son muy diferentes de las cargas de viento de diseño típicas de los componentes de techos).

Típicamente, los parapetos empeoran las cargas de viento sobre paneles solares, especialmente en edificios anchos. Los parapetos levantan los vórtices encima de la superficie del techo, los empuja y los junta desde los bordes hacia el centro. No está enteramente claro porqué los efectos de los vórtices son más severos en esta situación; pero los ensayos muestran que esto puede resultar en cargas de viento significativamente más grandes que si no estuviesen los parapetos. El factor de altura de parapeto, γ_p , toma en cuenta este efecto.

Los paneles solares se suelen instalar en grandes conjuntos en filas con espaciamiento muy estrecho, y los paneles de los extremos y las filas que están sobre los bordes experimentan presiones más grandes que los paneles interiores, que están protegidos por los paneles adyacentes. Para tomar en cuenta esas cargas más altas, se aplica un factor de mayoración de borde del conjunto, γ_E , tomado de SEAOC (2012). En el caso de tener los paneles colocados en una fila simple, se puede aplicar esta sección definiendo a todos los paneles como expuestos. La definición de panel expuesto se basa en las distancias d_0 , d_1 y d_2 definidas en la **Figura 4.5-7**. Se llama la atención aquí en que en

las áreas no cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares. Para este caso, las cargas de viento sobre el techo especificadas en otros artículos no necesitan ser aplicadas en áreas cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares.

2. Los casos donde los paneles solares no están presentes.

Figura 4.5-7 hay una diferencia de nomenclatura respecto de la Figura 29.4-7 de *ASCE 7-22*.

Equipamiento y estructuras que sobresalen de la superficie del techo tales como salas de máquinas, unidades externas de aire acondicionado, elementos arquitectónicos para ocultar visuales, etc., pueden aportar algún beneficio al brindar protección a paneles localizados directamente a sotavento de los objetos. Por el contrario, las regiones alrededor de los bordes de tales estructuras pueden tener un flujo de viento acelerado bajo variadas direcciones de viento. Por ello el factor de mayoración se calcula basándose en la distancia al borde del edificio o al conjunto adyacente, despreciando cualquier otra estructura en la azotea. Esto resulta en que los paneles adyacentes a los objetos en la azotea están diseñados para cargas de viento más altas, para tomar en cuenta el flujo acelerado.

Los requerimientos pueden usarse para cualquier orientación en planta relativa a los ejes o a los bordes del edificio; las dimensiones d_0 , d_1 y d_2 se miden paralelamente a los ejes del conjunto en consideración. El requerimiento en la **Figura 4.5-7** de que los paneles estén separados de los bordes del techo, hacia adentro, es para asegurar que los paneles estén alejados del viento de alta velocidad en las capas de corte separadas en los bordes. Si el conjunto consiste en una fila simple de paneles, o un solo panel, entonces d_2 está indefinido y $\gamma_E = 1,5$.

Estudios en túnel de viento han mostrado que las cargas de viento sobre paneles solares en techos no necesitan ser aplicadas simultáneamente con las cargas para componentes y revestimientos sobre las porciones del techo que cubre el panel. Cuando un componente del techo tiene una porción de su área de influencia cubierta por un conjunto de paneles y el resto no, el componente debe ser diseñado con la carga de viento de los paneles sobre la parte cubierta aplicando simultáneamente las cargas para C&R en la parte no cubierta. Se debe chequear también, como un caso separado de carga, para cargas de viento de C&R actuando sobre todo el área como si los paneles solares no estuvieran presentes. Para la instalación de nuevos paneles en edificios existentes que hayan sido verificados con este reglamento, no se requiere este último caso de carga.

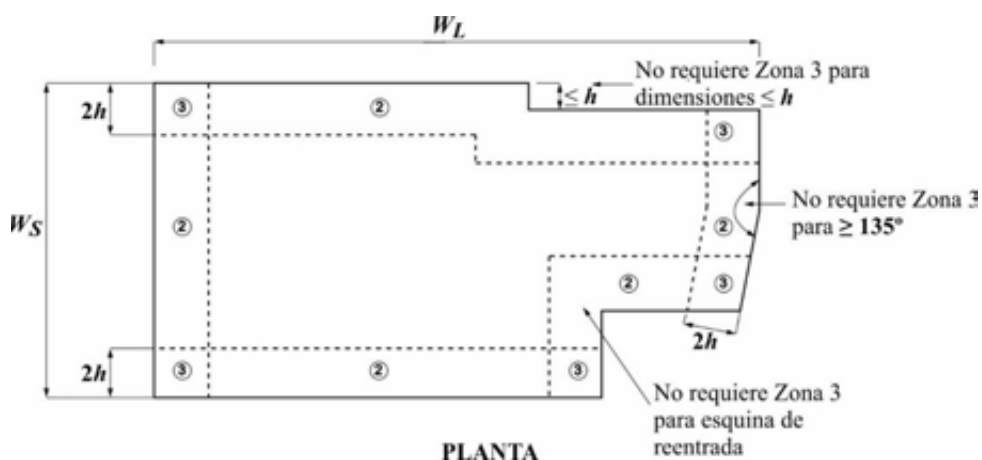
Las cargas de viento de esta sección se obtuvieron para conjuntos de paneles solares planos sin tratamientos aerodinámicos, tales como deflectores o accesorios similares. En tales casos, las cargas de diseño deben obtenerse a partir de los procedimientos especificados en el **Capítulo 6**.

Procedimiento para usar la Figura 4.5-7

Para simplificar el uso de la figura se proporciona el siguiente procedimiento paso a paso.

- Paso 1: Confirme la aplicabilidad de la figura a la instalación solar y al edificio.
- Paso 2: Para paneles con $\alpha \leq 2^\circ$ y $h_2 \leq 0,25$ m use el procedimiento del artículo 4.5.4.

- Paso 3: Confirme que la distribución en planta cumple con la distancia mínima a los bordes del edificio, la cumbrera o limatesa.
- Paso 4: Determine las zonas en el techo.
- Paso 5: Determine el área efectiva de viento y el área normalizada de viento para cada elemento a ser evaluado.
- Paso 6: Obtenga $(GC_{rn})_{nom}$ del gráfico que corresponda usando interpolación lineal para valores de ω entre 5° y 15° .
- Paso 7: Aplique el factor de ajuste de la longitud de la cuerda del panel, γ_c .
- Paso 8: Aplique el factor de borde del conjunto, γ_E , si fuera necesario.
- Paso 9: Aplique el factor de altura de parapeto, γ_p .
- Paso 10: Calcule (GC_{rn}) .
- Paso 11: Calcule la presión, p , usando la expresión (4.5-5)



Notas

h = altura del edificio, en m.

W_L = ancho de un edificio en su lado más largo, en m.

W_S = ancho de un edificio en su lado más corto, en m.

Figura C 4.5-1. Ejemplo de edificio con planta irregular para uso con cargas de viento en paneles solares montados en el techo.

4.5.4. Paneles solares paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas e inclinaciones de techo

Las presiones de viento de diseño para paneles solares colocados en edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos de todas las alturas, siendo los paneles paralelos a la superficie del techo, con una tolerancia de 2° , y una máxima altura sobre la superficie del techo, h_2 , que no exceda **0,25 m**, serán calculadas de acuerdo con este artículo.

Se debe tener un huelgo mínimo de **6 mm** entre paneles, con espaciado entre huelgos que no exceda **2,1 m**. Además, el conjunto debe estar ubicado por lo menos a $2h_2$ desde el borde del techo, la cumbrera o la limatesa.

C 4.5.4. Paneles solares paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas e inclinaciones de techo

Las cargas de viento sobre paneles planos montados muy cerca y paralelos a la superficie del techo, tienden a ser más bajas que las cargas sobre un techo descubierto debido a la ecualización de presiones (Kopp y asoci., 2012; Kopp, 2013); excepto en el perímetro del conjunto. El factor de ecualización, γ_a , cuantifica esta reducción basándose en particular en datos de Stenabaugh y asoci. (2015). Para que ocurra la ecualización de presiones los paneles no deben ser muy grandes, se necesita dejar un huelgo entre paneles y la separación entre paneles y techo no debe ser muy grande. Los actuales requerimientos se basan en paneles de tamaño de hasta **2 m** de lado, separaciones del techo de hasta **0,25 m** y huelgos mínimos entre paneles de **0,006 m (6 mm)**. Huelgos entre paneles mayores y separaciones respecto al techo menores podrían disminuir aún más las

La presión de viento de diseño para los colectores solares se obtiene de la expresión (4.5-7):

$$p = q_h (GC_p) (\gamma_E) (\gamma_a) \quad (4.5-7)$$

donde:

p presión de viento de diseño, en N/m²;

q_h presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h , en N/m²;

(GC_p) coeficiente de presión externa para C&R en techos para la zona correspondiente, obtenido de las figuras apropiadas del **Capítulo 5**;

γ_E = factor de borde de conjunto = **1,5** para cargas de levantamiento en paneles que están expuestos y dentro de una distancia **1,5L_p** desde el final de una fila a un borde expuesto del conjunto;

γ_E = **1,0** en cualquier lugar para cargas de levantamiento y para cargas hacia abajo, como se ilustra en la **Figura 4.5-7**.

Un panel se define como expuesto si d_0 al borde del techo es $> 0,5h$ y se cumple una de las siguientes condiciones:

1. d_1 al conjunto adyacente $> 1,25 m$ ó
2. d_2 al panel de la fila siguiente $> 1,25 m$.

γ_a = factor de ecualización de presiones en el panel, definido en la **Figura 4.5-8**.

El techo será diseñado para las dos situaciones siguientes:

1. El caso donde los colectores solares están presentes. En esta situación las cargas de viento actuando en los colectores solares de acuerdo con este artículo deben ser aplicadas simultáneamente con las cargas de viento sobre el techo especificadas en otros artículos actuando en las áreas no cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares. Para este caso, las cargas de viento sobre el techo especificadas en otros artículos no necesitan ser aplicadas en áreas cubiertas por la proyección en planta de los colectores solares.
2. Los casos donde los paneles solares no están presentes.

cargas de viento, pero se requerirían ensayos en túnel de viento para sacar ventaja de esta diferencia. Para superficies de cubierta metálicas la separación máxima de **0,25 m** entre paneles y techo se mide desde la parte plana de los paneles, más que desde la cresta de las nervaduras.

Los paneles sobre el perímetro del conjunto pueden experimentar cargas de viento más altas. La definición de estos paneles expuestos es la misma que para paneles inclinados en el artículo 4.5.3.

4.5.5. Paneles solares montados en el terreno con inclinación fija

C 4.5.5. Paneles solares montados en el terreno con inclinación fija

Los requisitos en el artículo 4.5.5 se basan en principio en datos de túnel de viento presentados en Browne y asoc. (2020) reforzados con otros datos privados de ensayos en túnel de viento. Los coeficientes envuelven los datos disponibles para un rango amplio de parámetros geométricos (p. ej., ángulo de inclinación, espacio entre filas, longitud de la cuerda y separación entre paneles y el suelo) y por lo tanto se espera que sean conservadores. Todos los ensayos en túnel de viento se basaron en placas planas sólidas, por lo tanto, el huelgo entre módulos debe limitarse para asegurar que la superficie es nominalmente sólida.

Las fuerzas y momentos de diseño que se derivaron usando los coeficientes de cargas de viento estáticos y dinámicos en esta sección, son apropiados para sistemas fijos montados a nivel de terreno que cumplan los requisitos del artículo 4.5.5.1, bajo la hipótesis de que las deflexiones inducidas por el viento son pequeñas y por lo tanto el sistema no es flexible. Como se discute en Taylor and Browne (2020), las estructuras flexibles, tales como los seguidores de eje simple, son propensos a experimentar efectos aeroelásticos e inestabilidades aerodinámicas, lo que debe ser considerado en el diseño de tales sistemas.

Además de las disposiciones del artículo 4.5.5, el Estándar Industrial Japonés C 8955 (JIS 2017) aporta fórmulas aproximadas para obtener presiones uniformes positivas y negativas para conjuntos de paneles solares montados a nivel de terreno con inclinaciones entre 5° y 60° , que se pueden multiplicar por **0,6** para los paneles de la parte central de los conjuntos. Para variables o configuraciones que están fuera del alcance de estas disposiciones se puede acudir a los procedimientos especificados en el **Capítulo 6** de **CIRSOC 102**.

Un edificio u otra estructura se define en el **Capítulo 1** como "rígido" cuando la frecuencia fundamental es mayor o igual a **1 Hz**. Esta definición se aplica a estructuras con dimensiones características grandes y no es apropiada para estructuras pequeñas, tales como los sistemas de paneles fotovoltaicos montados a nivel de terreno. Para este tipo de estructuras la fuerza inercial del viento asociada con modos de vibración con frecuencias mucho más altas que un Hz puede ser substancial.

El estudio de Strobel and Banks (2014) sobre la carga de viento debida a la resonancia potencial que se da con el desprendimiento de vórtices desde los paneles, arrojó luz sobre la necesidad de considerar cargas de viento (dinámicas) sobre conjuntos más allá del límite típico de **1 Hz** que se usa para estructuras expuestas al viento. Este trabajo claramente implica además que el factor de efecto de ráfaga (**G**) en el artículo 1.9, o los factores equivalentes en otros reglamento y estándares, no aborda la resonancia potencial del efecto de estela causada por las filas a barlovento, dentro de un conjunto de paneles solares de varias filas. Esto está reflejado en la Sección 8.2 de SEAOC PV2 (2017). Por esta razón, en la **Figura 4.5-11** se proporcionan coeficientes dinámicos de presión neta y

momento para un rango amplio de frecuencias reducidas. Para estructuras más rígidas, con frecuencias reducidas mayores que **0,8**, se puede usar con criterio conservador los coeficientes dinámicos de una frecuencia reducida de **0,8**.

Los coeficientes dinámicos representan la contribución de la respuesta resonante, mientras que los coeficientes estáticos incluyen las componentes media y de base de la carga (mean and background loading components). La carga media es el componente promediado en el tiempo, la carga de base es causada por ráfagas de viento o turbulencia actuando sobre la estructura, mientras que la componente resonante o inercial se origina en la inercia de la estructura cuando se mueve en sus modos fundamentales de vibración. Actualmente, para los textos teóricos la respuesta de base junto a la respuesta resonante conforman lo que se conviene en llamar respuesta dinámica de una estructura al viento. Llamaremos en adelante carga dinámica convencional a aquella que produce una respuesta de magnitud similar a la respuesta dinámica, para distinguirla de la carga dinámica representada por los coeficientes dinámicos de la **Figura 4.5-11**, que como se señaló, representan sólo la contribución de la respuesta resonante. Los momentos y fuerzas máximos totales de diseño son apropiadamente estimados usando los coeficientes de carga de viento estáticos y dinámicos de esta sección combinados.

La componente dinámica se ha determinado sustrayendo a la carga total la suma de las componentes media y de base. La carga total se obtuvo sumando la componente media y el valor rms de la suma de las componentes resonante y base, como muestra Browne y asoc (2020), y es similar a la expresión (C 1.9-22). Por lo tanto, la componente dinámica de la **Figura 4.5-11** es numéricamente menor que la carga dinámica convencional. Esta subestimación se vuelve significativa cuando las componentes dinámicas resonantes y de base son comparables en magnitud. En tales casos, puede aplicarse a los coeficientes dinámicos especificados un factor de corrección de hasta **1,5** si se requiriese estimaciones de la carga dinámica convencional.

Los coeficientes dinámicos también se basan en la hipótesis conservadora de que las formas modales son iguales a uno en todas partes, lo que no considera detalles estructurales tales como restricciones en el sistema de soporte. Un análisis dinámico más abarcativo para una estructura específica probablemente resulte en cargas de viento dinámicas más bajas si se las compara con las que se obtienen de las disposiciones en el artículo 4.5.5.

Los coeficientes dinámicos en la **Figura 4.5-11** se han proporcionado para una relación de amortiguamiento de $\beta = 0,01$. En la Nota 1 de la misma figura se proporciona un factor de ajuste para valores mayores de amortiguamiento (hasta un máximo de **0,05**). Este ajuste es físicamente correcto para la carga dinámica convencional, pero es una aproximación cuando se lo aplica a los coeficientes dinámicos de la **Figura 4.5-11**. El error en la carga de viento pico total que puede resultar de esta extrapolación se espera que esté en el rango de $\pm 5\%$, para valores típicos de carga de base y resonante.

Para seleccionar los coeficientes dinámicos de carga de viento de la **Figura 4.5-11** es esencial el conocimiento de las frecuencias naturales y el amortiguamiento estructural en los modos primarios de vibración del sistema. Un abordaje práctico para obtener estas propiedades dinámicas en sistemas de paneles solares fijos montados a nivel de terreno es llevar a cabo mediciones de campo en sistemas representativos a escala natural. Como se dijo en el artículo C 1.9, la mayoría de los programas usados en análisis estructural tienen la capacidad de proveer las frecuencias naturales de la estructura que está siendo analizada. También en el artículo C 1.9 se dan pautas sobre relaciones de amortiguamiento para varios tipos de estructuras. La relación de amortiguamiento usada en la **Figura 4.5-11** debería ser el amortiguamiento estructural antes que el amortiguamiento total, el cual incluye el amortiguamiento aerodinámico.

El amortiguamiento aerodinámico puede ser experimentado por una estructura que oscila en el aire. Puede ser positivo, sumándose con el amortiguamiento estructural, o negativo, lo que lleva a oscilaciones inestables.

Las acciones de viento derivadas del uso combinado de los coeficientes de carga estáticos y dinámicos del artículo 4.5.5 son apropiadas para sistemas de paneles fijos montados a nivel del terreno que cumplan los requisitos especificados en el mismo y aceptando que las deflexiones inducidas por el viento son pequeñas, y por lo tanto, el sistema no es flexible. Como se explicó al principio de esta sección, estructuras flexibles, tales como los seguidores de eje simple, son propensos a experimentar efectos aeroelásticos e inestabilidades torsionales, como lo discute Taylor and Browne (2020), lo que debe ser considerado en el diseño de tales sistemas.

4.5.5.1. Alcance

Las cargas de viento para paneles solares fotovoltaicos con inclinación fija montados sobre el terreno, que cumplan las limitaciones geométricas que se enumeran a continuación, se calculan de acuerdo con los artículos 4.5.5.2 y 4.5.5.3, con la notación indicada en la **Figura 4.5-9**.

- $1,8 \text{ m} \leq L_c \leq 4,4 \text{ m}$
- $(W_g/L_c) \geq 7$
- $0^\circ \leq \omega \leq 60^\circ$
- $0,50 \leq (h/L_c) \leq 0,80$
- $0,20 \leq (L_c/S) \leq 0,60$
- $s_p \leq 0,014 L_c$
- $S_L \leq 0,25 L_c$

C 4.5.5.1. Alcance

Los modelos de los paneles fotovoltaicos usados en la investigación en que se basa el artículo 4.5.5 fueron instalados en el túnel de viento sobre una superficie plana. Para emplazamientos en zona de montaña, se recomiendan estudios especiales basados en los procedimientos del **Capítulo 6**.

- $S_T \leq 2S$
- Número de filas ≥ 3
- Las filas tienen la misma longitud de cuerda.
- La relación de área bloqueada por los soportes al área total bajo el borde más bajo de los paneles $\leq 8\%$ sobre cualquier longitud de $4L_c$.

donde:

L_c longitud de la cuerda del panel, en m,

W_g longitud de la fila más corta del conjunto, en m,

ω ángulo entre los paneles solares y la superficie del terreno, en grados,

h altura media del panel, en m,

S espaciamiento de filas de centro a centro, en m,

s_p espacio libre entre paneles adyacentes en ambas direcciones, en m,

S_L distancia horizontal en la dirección longitudinal de espacio abierto en una fila simple, en m,

S_T distancia horizontal en la dirección transversal de espacio abierto entre filas adyacentes, en m.

4.5.5.2. Cargas de viento de diseño

La fuerza de viento de diseño, F_n , y el momento de diseño con respecto al centro del plano del panel, M_c , para paneles solares montados sobre el terreno se calculan según las Ecuaciones (4.5-8) y (4.5-9), respectivamente:

$$F_n = q_h [\pm(GC_{gn})] A \quad (4.5-8)$$

$$M_c = q_h [\pm(GC_{gm})] A L_c \quad (4.5-9)$$

donde:

$$GC_{gn} = [\pm(GC_{gn_{estático}}) \pm(GC_{gn_{dinámico}})] \quad (4.5-10)$$

$$GC_{gm} = [\pm(GC_{gm_{estático}}) \pm(GC_{gm_{dinámico}})] \quad (4.5-11)$$

F_n fuerza de viento de diseño, en N;

M_c momento de diseño, en Nm;

q_h presión dinámica para todas las superficies evaluada a la altura media del panel, h , en N/m²;

- ($GC_{gn_{estático}}$) Coeficiente de presión estática neta, según **Figura 4.5-10**;
- ($GC_{gn_{dinámico}}$) Coeficiente de presión dinámica neta, según **Figura 4.5-11**, aplicado con el signo que resulte en el efecto de carga más desfavorable;
- ($GC_{gm_{estático}}$) Coeficiente de momento estático, según **Figura 4.5-10**;
- ($GC_{gm_{dinámico}}$) Coeficiente de momento dinámico, según **Figura 4.5-11**, aplicado con el signo que resulte en el efecto de carga más desfavorable;

A área efectiva de viento del elemento, en m^2 .

Se deben calcular las cargas de diseño para las zonas interiores protegidas, Zona 1, y las zonas exteriores perimetrales, Zona 2, según **Figura 4.5-9**.

Para conjuntos con $0,20 \leq (L_c/S) < 0,25$, todas las filas se deben diseñar usando los coeficientes estáticos y dinámicos correspondientes a la Zona 2.

Cuando los efectos topográficos son significativos, es decir, K_{zt} calculado según la expresión (1.8-1), sea mayor que 1, se deben usar los coeficientes estáticos y dinámicos de la Zona 2 para todo el conjunto.

4.5.5.3. Diseño de los soportes y fundaciones

Los soportes y las fundaciones se diseñan para la aplicación simultánea de la fuerza de diseño, F_n , y del momento de diseño, M_c . El valor de diseño empleado para la componente horizontal de F_n no será menor que **0,1 veces** la componente vertical de F_n .

4.5.5.4. Frecuencia reducida para sistemas de paneles solares montados sobre el terreno

La frecuencia reducida, N_s , para sistemas de paneles solares montados sobre el terreno se calculará con la expresión (4.5-12):

$$N_s = nL_c / V \quad (4.5-12)$$

donde n es la frecuencia natural más baja del modo de interés (momento o flexión), en Hz, y V es la velocidad básica del viento en m/s.

4.6. PARAPETOS

Las cargas de viento sobre parapetos se especifican en el artículo 2.4.5 para edificios de todas las alturas diseñados utilizando el Procedimiento Direccional.

C 4.6. PARAPETOS

Previo a la edición de 2002 de la norma **ASCE 7**, no se habían incluido disposiciones para el diseño de parapetos debido a la falta de investigación directa. En la edición de

2002 de este estándar, se agregó un método racional basado en la experiencia, intuición y juicio colectivos de la comisión. En la edición 2005, las disposiciones para parapetos se actualizaron como resultado de la investigación realizada en la Universidad de Western Ontario (Mans y asoc, 2000 y 2001) y en la Universidad de Concordia (Stathopoulos y asoc, 2002a, 2002b).

Las presiones de viento sobre un parapeto son una combinación de presiones de pared y cubierta, que dependen de la ubicación del parapeto y de la dirección del viento (*Figura C 4.6-1*). Un parapeto a barlovento experimentará la presión positiva de pared sobre su superficie frontal (lado exterior del edificio) y la presión negativa de zona de borde de cubierta sobre su superficie posterior (lado del techo).

Este comportamiento se basa en el concepto de que la zona de succión causada por la separación de la corriente de viento en el alero de cubierta sube hacia la parte superior del parapeto cuando hay uno presente. Así la misma succión que actúa sobre el borde de cubierta también actuará en la parte posterior del parapeto.

El parapeto a sotavento experimentará una presión positiva de pared sobre su superficie a barlovento (lado del techo) y una presión negativa de pared sobre su superficie posterior (contrafrente del edificio). Dado que generalmente los parapetos están demasiado separados, el parapeto a barlovento no produce protección sobre el parapeto a sotavento y por lo tanto no debe haber reducciones en la presión positiva sobre éste.

Debido a que todos los parapetos se deben diseñar para todas las direcciones de viento, cada uno sería a su turno parapeto de barlovento y de sotavento, y por lo tanto se deben diseñar para ambos conjuntos de presiones.

Para el diseño del SPRFV, las presiones usadas describen la contribución del parapeto a las cargas de viento totales sobre aquel sistema. Por simplicidad, las presiones frontales y posteriores sobre el parapeto se han combinado en un coeficiente para el diseño del SPRFV.

El diseñador estructural típicamente no necesitará las presiones frontal y posterior separadas para el diseño del SPRFV. Las presiones internas dentro del parapeto, si las hubiera, se cancelan en la determinación del coeficiente combinado. La sumatoria de estos coeficientes de presión externa e interna, frontal y posterior es un nuevo término **GC_{pn}** . Coeficiente de presión neta combinada para un parapeto.

Para el diseño de componentes y revestimientos, se utilizó un enfoque similar. Sin embargo, no es posible simplificar los coeficientes debido al aumento de complejidad de los coeficientes de presión de componentes y revestimientos. Sumado a esto, las presiones frontales y posteriores no están combinadas debido a que el diseñador estructural puede estar diseñando elementos separados sobre cada cara del parapeto.

Se requiere la presión interna para determinar las presiones netas sobre las superficies a barlovento y sotavento del parapeto. Los requisitos guían al diseñador al correcto GC_p y presión dinámica a usar para cada superficie, tal como se ilustra en la **Figura C 4.6-1**. Las paredes interiores que sobresalen a través de la cubierta, tales como paredes de particiones y paredes cortafuegos, se deben diseñar como parapetos a barlovento tanto para SPRFV y componentes y revestimientos.

La presión interior que pueda estar presente dentro de un parapeto, es altamente dependiente de la porosidad de la envolvente del parapeto. En otras palabras, depende de la probabilidad de que los materiales de la superficie de la pared dejen filtrar la presión de aire hacia las cavidades internas del parapeto.

Para parapetos sólidos, tales como de hormigón o mampostería, la presión interior es cero debido a que no hay cavidades interiores. Ciertos materiales de pared pueden ser impermeables a las fugas de aire, y como tales tienen poca o ninguna presión o succión internas, de manera que puede resultar apropiado usar el valor de (GC_{pi}) para un edificio cerrado.

Sin embargo, ciertos materiales y sistemas usados para construir parapetos que contienen cavidades, son más porosos, justificándose así el uso de valores de (GC_{pi}) para edificios parcialmente cerrados o más altos.

Otro factor en la determinación de la presión interna es si la cavidad del parapeto se conecta con el espacio interno del edificio, permitiendo a la presión interna del edificio propagarse dentro del parapeto. Se deja al juicio del diseñador profesional la selección del coeficiente de presión interna apropiado.

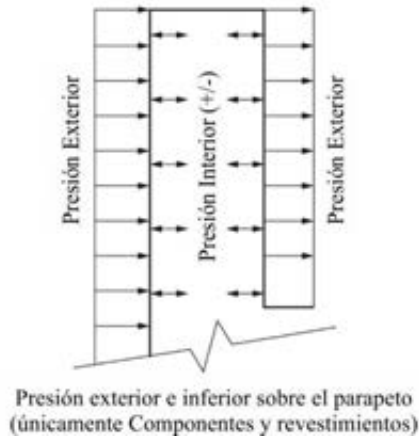
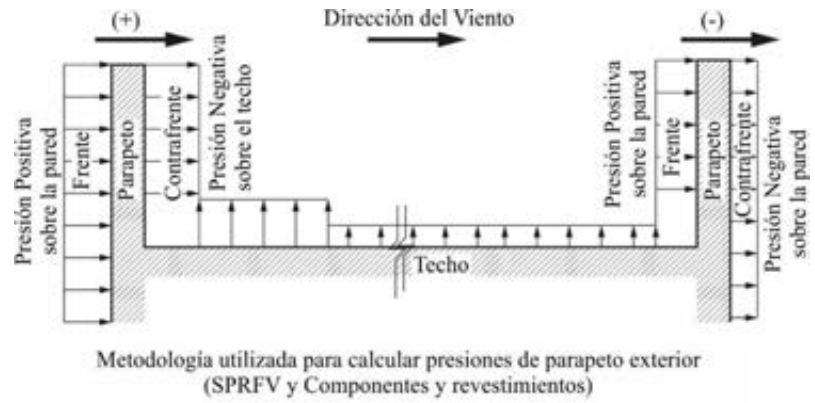


Figura C 4.6-1. Presiones de viento de diseño en parapetos.

4.7. VOLADIZOS DE CUBIERTA

Las cargas de viento sobre voladizos de cubierta se especifican en el artículo 2.4.4 para edificios de todas las alturas diseñados utilizando el Procedimiento Direccional.

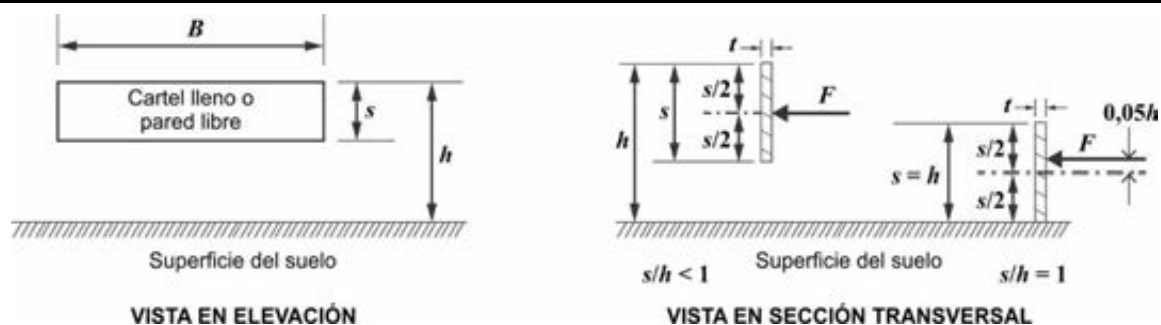
4.8. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMAS

La fuerza de viento de diseño para otras estructuras no debe ser menor que $0,8 \text{ kN/m}^2$ multiplicada por el área A_f .

C 4.8. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMAS

Este artículo especifica una carga de viento mínima que se debe aplicar horizontalmente sobre la proyección vertical completa del edificio u otra estructura, tal como se muestra en la **Figura C 2.1-1**. Este caso de carga se debe aplicar como un caso de carga separado que se agrega a los casos de carga normal especificados en otros artículos de este capítulo.

Otras estructuras	Todo h
Figura 4.4-1	Coeficientes de fuerza, (C_f)
	Paredes libres llenas y carteles libres llenos



VISTAS EN PLANTA		
CASO A	CASO B	CASO C

Notación

- B = dimensión horizontal del cartel, en m.
- e = excentricidad de la fuerza, en m.
- F = fuerza de viento de diseño para otras estructuras, en N.
- h = altura del cartel, en m.
- L_r = dimensión horizontal de la esquina de retorno, en m.
- $R_{min} = t / \min (B \text{ y } s)$
- $R_{max} = t / \max (B \text{ y } s)$
- s = dimensión vertical del cartel, en m.
- t = espesor del cartel, en m.
- ε = relación entre el área sólida y el área bruta.

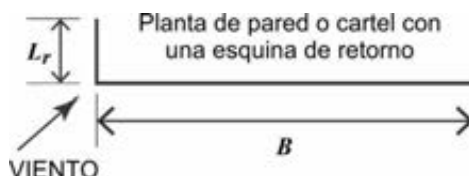
Coeficientes de fuerza C_f , CASO A y CASO B												
Relación de Espacio libre, s/h	Relación de Aspecto, B/s											
	$\leq 0,05$	0,1	0,2	0,5	1	2	4	5	10	20	30	≥ 45
1	1,80	1,70	1,65	1,55	1,45	1,40	1,35	1,35	1,30	1,30	1,30	1,30
0,9	1,85	1,75	1,70	1,60	1,55	1,50	1,45	1,45	1,40	1,40	1,40	1,40
0,7	1,90	1,85	1,75	1,70	1,65	1,60	1,60	1,55	1,55	1,55	1,55	1,55
0,5	1,95	1,85	1,80	1,75	1,75	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,75
0,3	1,95	1,90	1,85	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,85	1,85	1,85
0,2	1,95	1,90	1,85	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,85	1,90	1,90	1,95
$\leq 0,16$	1,95	1,90	1,85	1,85	1,80	1,80	1,85	1,85	1,85	1,90	1,90	1,95

Otras estructuras		Todo h
Figura 4.4-1 (continuación)	Coeficientes de fuerza, (C_f)	Paredes libres llenas y carteles libres llenos

Coeficientes de fuerza C_f , CASO C												
Región (distancia horizontal desde el borde de barlovento)	Relación de Aspecto, B/s									Región (distancia horizontal desde el borde de barlovento)	Relación de Aspecto, B/s	
	2	3	4	5	6	7	8	9	10		13	≥ 45
0 a s	2,25	2,60	2,90	3,10*	3,30*	3,40*	3,55*	3,65*	3,75*	0 a s	4,00*	4,30*
s a 2s	1,50	1,70	1,90	2,00	2,15	2,25	2,30	2,35	2,45	s a 2s	2,60	2,55
2s a 3s		1,15	1,30	1,45	1,55	1,65	1,70	1,75	1,85	2s a 3s	2,00	1,95
3s a 10s			1,10	1,05	1,05	1,05	1,05	1,00	0,95	3s a 4s	1,50	1,85
										4s a 5s	1,35	1,85
										5s a 10s	0,90	1,10
										>10s	0,55	0,55

* Los valores se multiplicarán por el siguiente factor de reducción cuando exista una esquina de retorno:

L_r/s	Factor de reducción
0,3	0,9
1	0,75
≥ 2	0,6



Notas:

El término "carteles" en estas notas también se aplica a las paredes libres.

- Los carteles con aberturas que comprendan menos del **30 %** del área bruta se clasifican como carteles llenos. Se permitirá multiplicar por el factor de reducción $(1 - (1 - \epsilon)^{1,5})$ a los coeficientes de fuerza para carteles llenos con aberturas.
- Para considerar ambas direcciones del viento, normal y oblicua, se deben tener en cuenta los siguientes casos:
Para $s/h < 1$ (cartel separado del suelo):
Caso A: La fuerza resultante actúa perpendicular a la cara del cartel en el centro geométrico.
Caso B: La fuerza resultante actúa perpendicular a la cara del cartel a una distancia desde el centro geométrico hacia el borde de barlovento igual a **0,2 veces** el ancho promedio del cartel.
Para carteles de doble cara con todos los lados cerrados y $R_{max} \leq 0,4$, se permite usar excentricidad de fuerza, $e = (0,2 - 0,25R_{max})B$.
Para carteles de dos caras con todos los lados cerrados y $R_{min} \leq 0,75$, se permite multiplicar los valores de C_f tabulados en los casos A y B por el factor de reducción, $(1 - 0,133R_{min})$.
Para $B/s \geq 2$, también se debe considerar el caso C;
Caso C: Las fuerzas resultantes actúan de forma perpendicular a la cara del cartel en los centros geométricos de cada región.
Para $s/h = 1$ (cartel o pared apoyando en forma continua en el suelo):
Considerar los mismos casos anteriores, pero con la fuerza resultante actuando a una distancia igual a **0,05h** por encima del centro geométrico.
- Para el caso C donde $s/h > 0,8$, los coeficientes de fuerza se multiplicarán por el factor de reducción $(1,8 - s/h)$. Está permitido aplicar esta reducción con los especificados en la Nota 2.
- Se permite la interpolación lineal para valores de s/h , B/s y L_r/s distintos de los mostrados.

Otras estructuras		Todo h																																																
Figura 4.5-1	Coeficientes de fuerza, (C_f)	Chimeneas, tanques y estructuras similares																																																
<table><tr><th colspan="5">Coeficientes de Fuerza, C_f</th></tr><tr><th rowspan="2">Sección transversal</th><th rowspan="2">Tipo de superficie</th><th colspan="3">h/D</th></tr><tr><th>1</th><th>7</th><th>25</th></tr><tr><td>Cuadrada (viento normal a la cara)</td><td>Todas</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>2,0</td></tr><tr><td>Cuadrada (viento según la diagonal)</td><td>Todas</td><td>1,0</td><td>1,1</td><td>1,5</td></tr><tr><td>Hexagonal u octogonal</td><td>Todas</td><td>1,0</td><td>1,2</td><td>1,4</td></tr><tr><td rowspan="3">Circular, $D \sqrt{q_z} > 5,3$</td><td>Moderadamente suave</td><td>0,5</td><td>0,6</td><td>0,7</td></tr><tr><td>Rugosa ($D'/D \cong 0,02$)</td><td>0,7</td><td>0,8</td><td>0,9</td></tr><tr><td>Muy rugosa ($D'/D \cong 0,08$)</td><td>0,8</td><td>1,0</td><td>1,2</td></tr><tr><td>Circular, $D \sqrt{q_z} \leq 5,3$</td><td>Todas</td><td>0,7</td><td>0,8</td><td>1,2</td></tr></table>					Coeficientes de Fuerza, C_f					Sección transversal	Tipo de superficie	h/D			1	7	25	Cuadrada (viento normal a la cara)	Todas	1,3	1,4	2,0	Cuadrada (viento según la diagonal)	Todas	1,0	1,1	1,5	Hexagonal u octogonal	Todas	1,0	1,2	1,4	Circular, $D \sqrt{q_z} > 5,3$	Moderadamente suave	0,5	0,6	0,7	Rugosa ($D'/D \cong 0,02$)	0,7	0,8	0,9	Muy rugosa ($D'/D \cong 0,08$)	0,8	1,0	1,2	Circular, $D \sqrt{q_z} \leq 5,3$	Todas	0,7	0,8	1,2
Coeficientes de Fuerza, C_f																																																		
Sección transversal	Tipo de superficie	h/D																																																
		1	7	25																																														
Cuadrada (viento normal a la cara)	Todas	1,3	1,4	2,0																																														
Cuadrada (viento según la diagonal)	Todas	1,0	1,1	1,5																																														
Hexagonal u octogonal	Todas	1,0	1,2	1,4																																														
Circular, $D \sqrt{q_z} > 5,3$	Moderadamente suave	0,5	0,6	0,7																																														
	Rugosa ($D'/D \cong 0,02$)	0,7	0,8	0,9																																														
	Muy rugosa ($D'/D \cong 0,08$)	0,8	1,0	1,2																																														
Circular, $D \sqrt{q_z} \leq 5,3$	Todas	0,7	0,8	1,2																																														

Notación

D = diámetro de la sección transversal circular y menor dimensión horizontal de las secciones transversales cuadradas, hexagonales u octogonales en elevación bajo consideración, en m.

D' = profundidad de los elementos que sobresalen, como nervaduras y ribetes, en m.

h = altura de la estructura, en m.

q_z = presión dinámica evaluada a la altura z sobre el suelo, en N/m².

Notas:

- La fuerza del viento de diseño se calculará en función del área de la estructura proyectada en un plano vertical normal a la dirección del viento.
Se supondrá que la fuerza actúa paralelamente a la dirección del viento.
- Se permite la interpolación lineal para valores h/D distintos de los mostrados.

Otras estructuras		Todo h
Figura 4.5-2	Coeficientes de fuerza, (C_f)	Carteles abiertos y Estructuras reticuladas
Estructuras abiertas		

Coeficientes de fuerza, C_f			
ε	Elementos de caras planas	Elementos circulares	
		$D \sqrt{q_z} \leq 5,3$	$D \sqrt{q_z} > 5,3$
< 0,1	2	1,2	0,8
0,1 a 0,29	1,8	1,3	0,9
0,3 a 0,7	1,6	1,5	1,1

Notación

- ε = relación entre el área sólida y el área bruta.
 D = diámetro de un miembro redondo típico, en m.
 q_z = presión dinámica evaluada a la altura z sobre el suelo, en N/m².

Notas:

1. Los carteles con aberturas que representen el **30 %** o más del área bruta se clasifican como carteles abiertos.
2. El cálculo de las fuerzas del viento de diseño se basará en el área de todos los miembros expuestos y elementos proyectados en un plano normal a la dirección del viento. Se supondrá que las fuerzas actúan paralelamente a la dirección del viento.
3. El área A_f consistente con estos coeficientes de fuerza es el área sólida proyectada normal a la dirección del viento.

Otras estructuras		Todo h
Figura 4.5-3	Coeficientes de fuerza, (C_f)	Torres reticuladas
Estructuras abiertas		

Sección transversal de la torre	C_f
Cuadrado	$4,0 \varepsilon^2 - 5,9 \varepsilon + 4,0$
Triángulo	$3,4 \varepsilon^2 - 4,7 \varepsilon + 3,4$

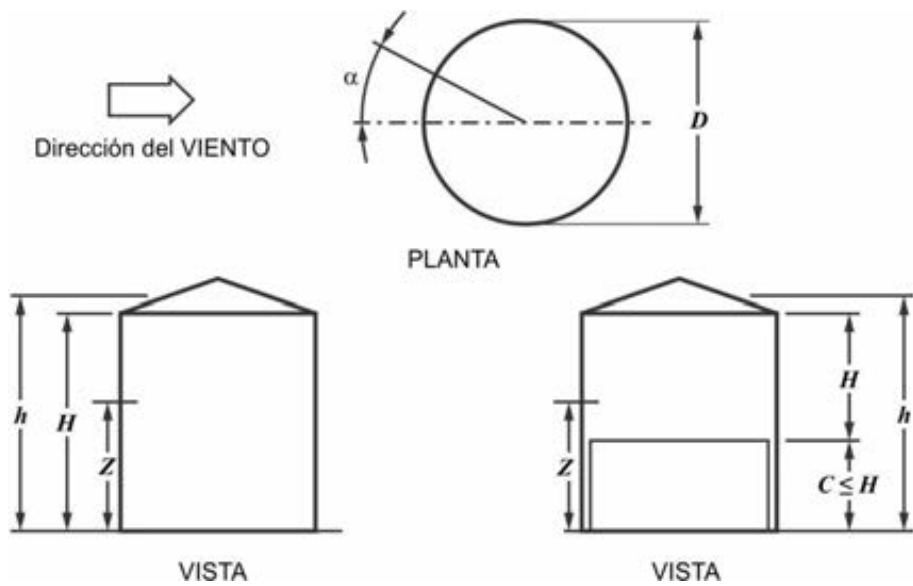
Notación

ε relación entre el área sólida y el área bruta de una cara de la torre para el segmento en consideración.

Notas:

1. Para todas las direcciones del viento consideradas, el área A_f consistente con los coeficientes de fuerza especificados será el área sólida de la cara de una torre proyectada en el plano de esa cara para el segmento de torre en consideración.
2. Los coeficientes de fuerza especificados son para torres con ángulos estructurales o elementos de lados planos similares.
3. Para torres que contienen miembros redondeados, es aceptable multiplicar los coeficientes de fuerza especificados por el siguiente factor al determinar las fuerzas del viento en dichos miembros:
 $0,51 \varepsilon^2 + 0,57$, pero no $> 1,0$
4. Las fuerzas del viento se aplicarán en las direcciones que den como resultado fuerzas y reacciones máximas en los miembros. Para torres con secciones transversales cuadradas, las fuerzas del viento se multiplicarán por el siguiente factor cuando el viento se dirija a lo largo de la diagonal de una torre:
 $1 + 0,75 \varepsilon$, pero no $> 1,2$
5. Las fuerzas del viento en los accesorios de la torre, como escaleras, conductos, luces, ascensores, etc., se calcularán utilizando los coeficientes de fuerza apropiados para estos elementos.
6. Se debe tener en cuenta el incremento de cargas debido a la adherencia de hielo. (Ver Reglamento **CIRSOC 104**).

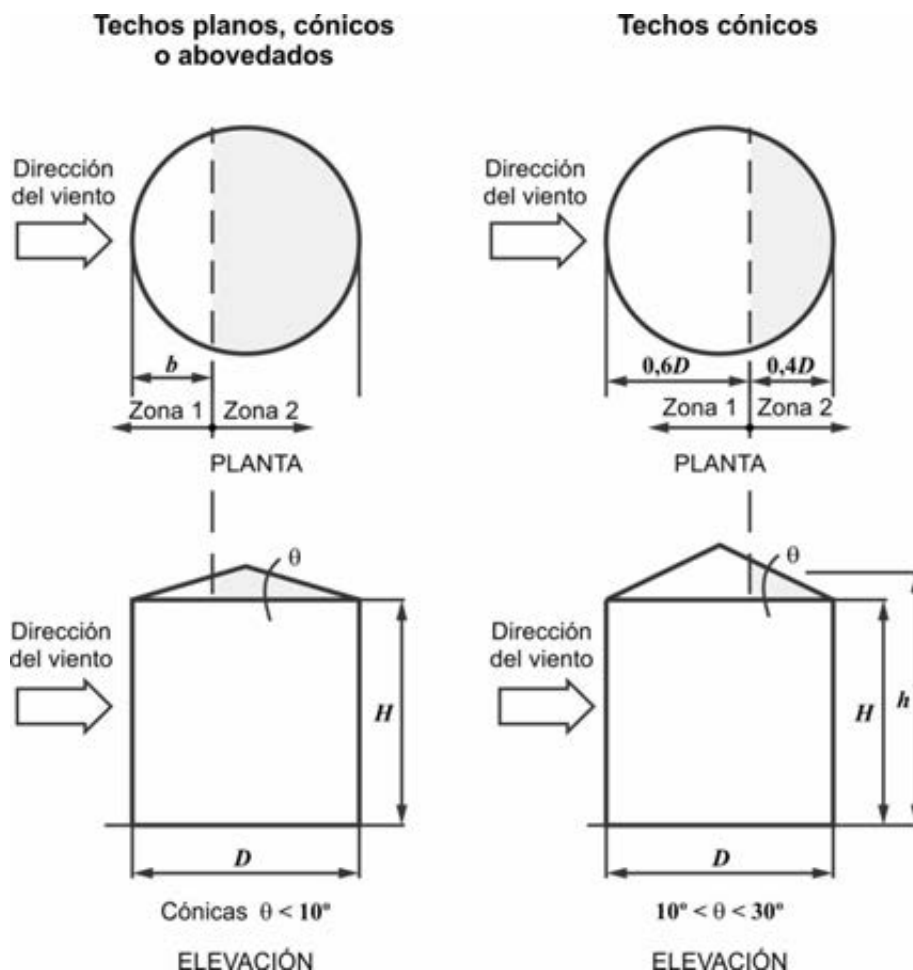
Otras estructuras		$h \leq 40 \text{ m}$
Figura 4.5-4	$D \leq 40 \text{ m}, 0,25 \leq H/D < 4,0$	Silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados - aislados
Nomenclatura		



Notación

- C = espaciamiento, en m.
- D = diámetro de una estructura circular, en m.
- h = altura media de la cubierta, en m.
- H = altura del cilindro sólido, en m.
- Z = altura al centroide del área proyectada de la estructura circular, en m.
- α = ángulo de la dirección del viento, en grados.

Otras estructuras		$h \leq 40 \text{ m}$
Figura 4.5-5	$D \leq 40 \text{ m}$ y $0,25 \leq H/D < 4$	Techos de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales
Coeficientes de presión externa, C_p		



Notación

- h = altura media de la cubierta, en m.
 H = altura del cilindro sólido, en m.
 D = diámetro de una estructura circular, en m.
 θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa C_p	
Zona 1	- 0,8
Zona 2	- 0,5

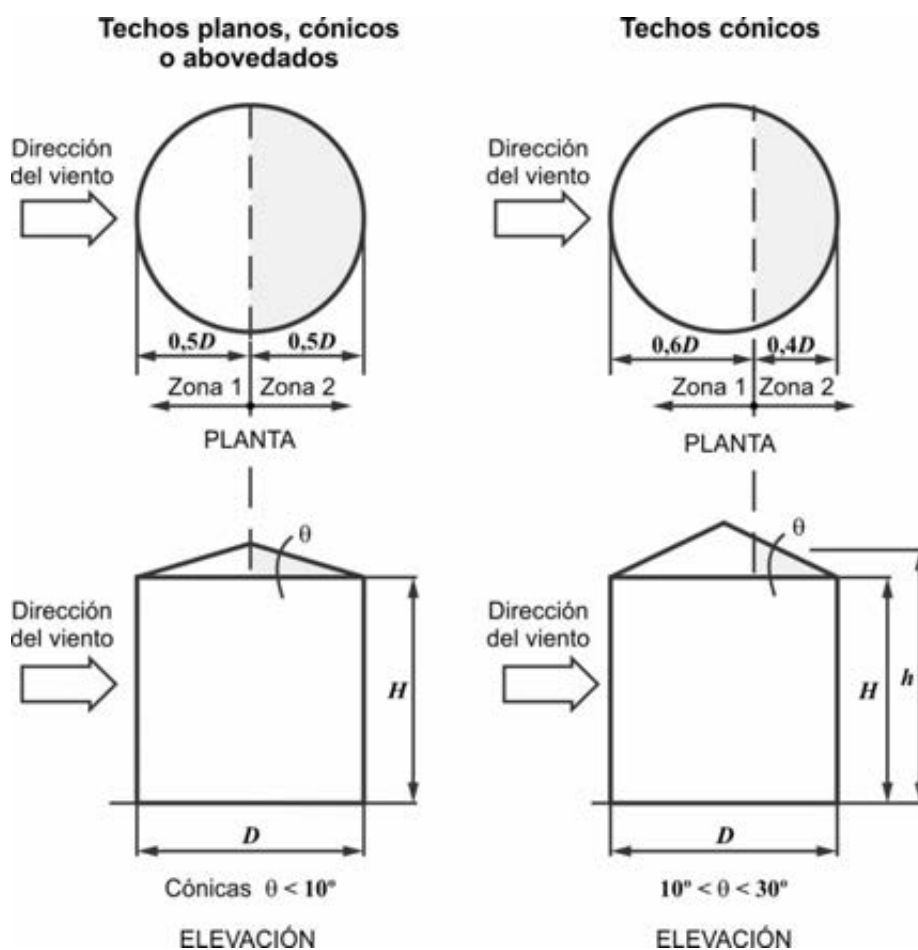
Notas:

Para techos con θ promedio menor a 10° , la dimensión, b , se determinará de la siguiente manera.

H/D	b
0,25	$0,2D$
0,5	$0,5D$
$\geq 1,0$	$0,1h + 0,6D$

Se permite la interpolación lineal.

Otras estructuras		$h \leq 40 \text{ m}$
Figura 4.5-6	$D \leq 40 \text{ m}$, $0,25 \leq H/D < 4$ espacios entre centros $\leq 1,25 D$	Silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados - agrupados
Coeficientes de fuerza de arrastre, (C_f) y coeficientes de presión del techo, C_p		



Notación

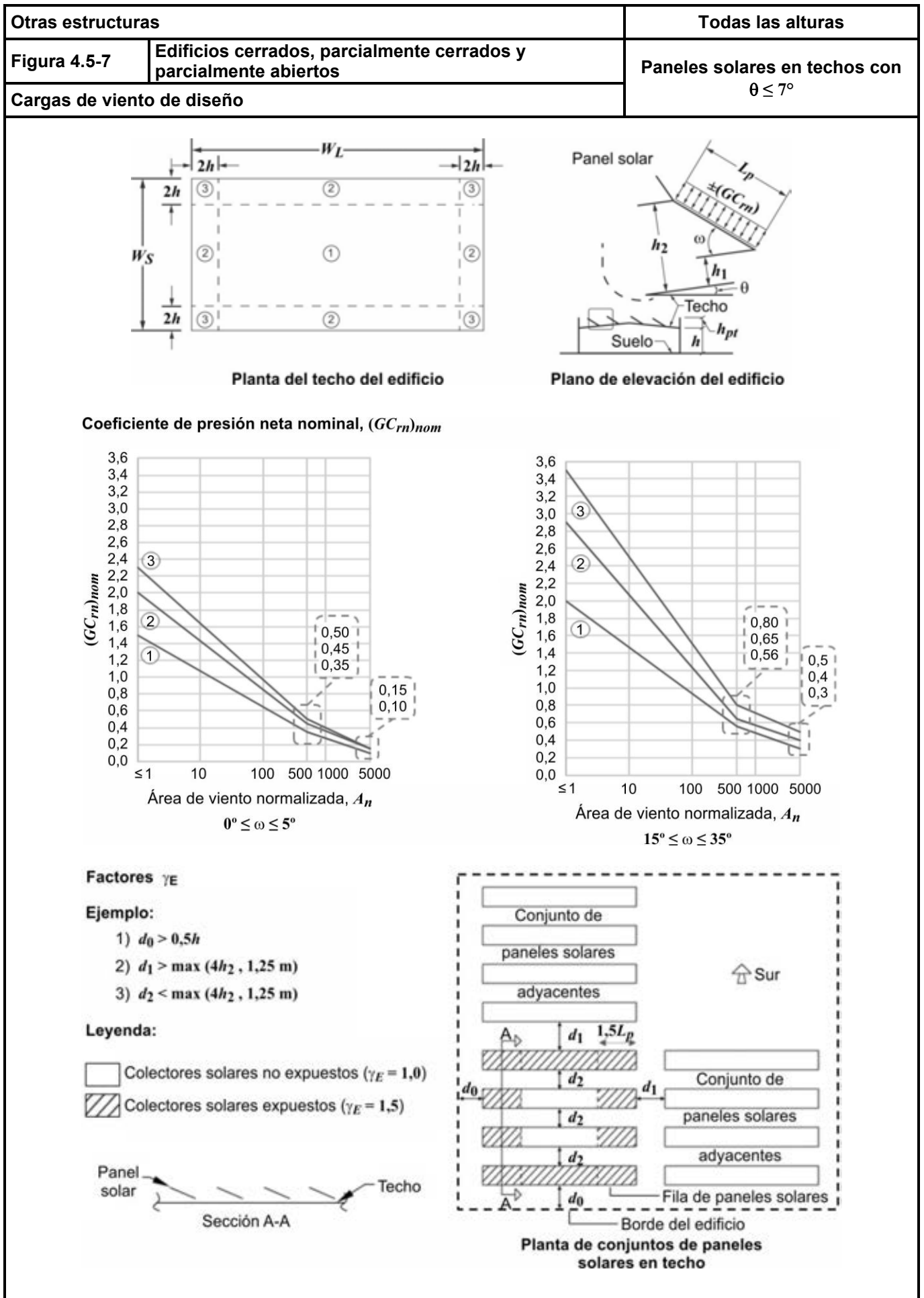
- D = diámetro de una estructura circular, en m.
 h = altura media del techo, en m.
 H = la altura del cilindro sólido, en m.
 θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Coeficiente de fuerza de arrastre (C_f) en paredes proyectadas

H/D	C_f	Usar con
< 1	1,3	q_h
2	1,1	q_h
4	1,0	q_h

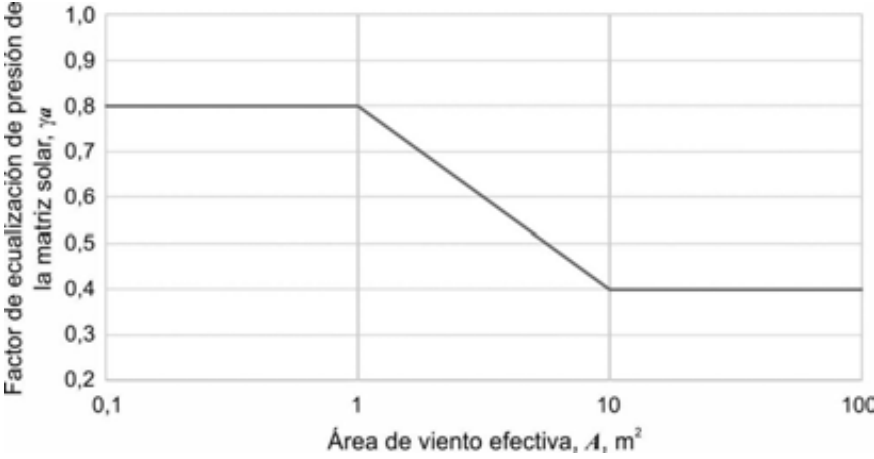
Coeficientes de presión del techo, C_p , para uso con q_h

	H/D	Zona 1	Zona 2
$\theta < 10^\circ$	$\leq 0,5$	-0,9	-0,5
	$\geq 1,0$	-1,3	-0,7
$10^\circ < \theta < 30^\circ$	$\leq 4,0$	-1,0	-0,6

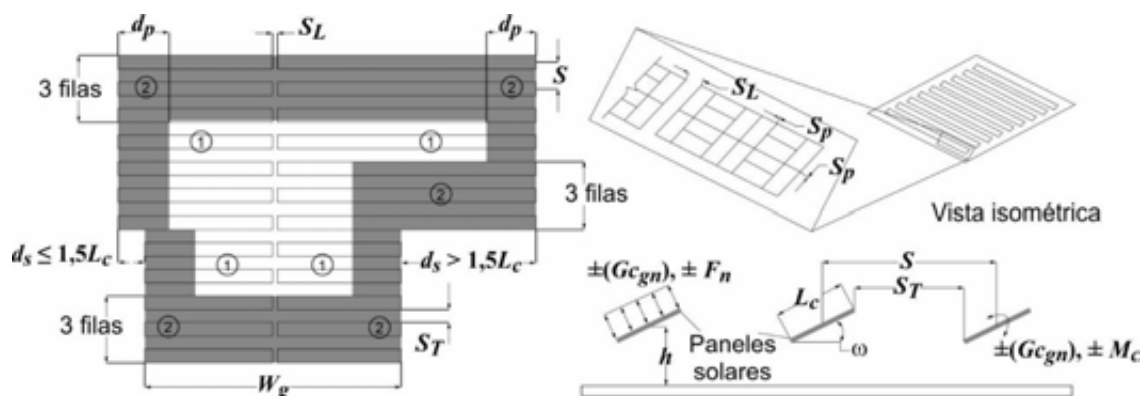


Otras estructuras		Todas las alturas
Figura 4.5-7 (continuación)	Edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos	Paneles solares en techos con $\theta \leq 7^\circ$
Cargas de viento de diseño		
Notación		
A = área de viento efectiva, en m². A_n = área de viento normalizada, adimensional. d_0 = para un conjunto de paneles solares en el techo, distancia horizontal ortogonal entre el borde del conjunto y el borde del edificio. d_1 = para un conjunto de paneles solares en el techo, distancia horizontal ortogonal entre bordes de conjuntos adyacentes, ignorando cualquier equipo de azotea, en m. d_2 = para paneles solares de un mismo conjunto en el techo, distancia horizontal desde el borde de un panel hasta el borde más cercano en la siguiente fila, en m. h = altura media del techo de un edificio, excepto cuando el ángulo del techo θ sea menor o igual a 10°, en cuyo caso será la altura del alero, en m. h_1 = altura de la brecha entre los paneles y la superficie del techo, en m. h_2 = altura de un panel solar sobre el techo en el borde superior del panel, en m. h_{pt} = altura media del parapeto sobre la superficie del techo adyacente, para usar con la ecuación 4.5-4, en m. L_p = longitud de la cuerda del panel. W_L = ancho de un edificio en su lado más largo, en m. W_S = ancho de un edificio en su lado más corto, en m. γ_E = factor de mayoración de borde. θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados. ω = ángulo que forma el panel solar con la superficie del techo en grados.		
Notas:		
1. (GC_{rn}) actúa hacia (+) y alejándose (-) de la superficie superior de los paneles. 2. Se permite la interpolación lineal para ω entre 5° y 15°. 3. $A_n = A \cdot (1000 / [\max(L_b ; 4,5 \text{ m})^2])$, donde A es el área de viento efectiva del elemento estructural del panel solar que se está considerando, y L_b es el mínimo entre 0,4(hW_L)^{0,5} ó h ó W_s, en m.		

Otras estructuras		Todas las alturas
Figura 4.5-8	Edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos	Paneles solares paralelos a la superficie del techo en edificios de todas las alturas e inclinaciones de techo
Factor de ecualización de presión del panel solar, γ_a		



Otras estructuras		Sistema de paneles solares de inclinación fija montados en el terreno
Figura 4.5-9	Parámetros para la aplicación de los requisitos	

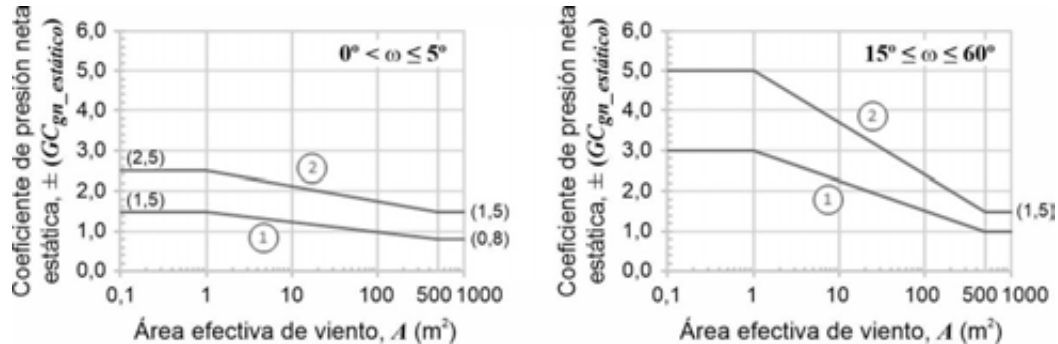


Notas:

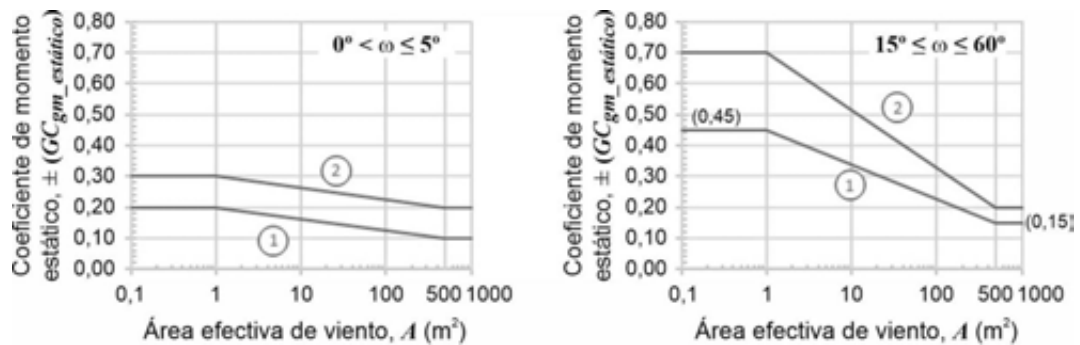
- d_p = distancia horizontal del borde de la Zona 1 al extremo de la fila, en metros; $d_p = 4L_c$ o 9 m , el valor que resulte menor.
- d_s = distancia horizontal entre extremos desfasados de filas contiguas, en m.
1. Cuando un área abierta con fines de acceso y/o de paso libre supere una distancia igual a $0,25L_c$ en la dirección longitudinal, o a $2S$ en la dirección transversal, se formará una nueva Zona 2 en el lugar donde se encuentran los conjuntos.
 2. Cuando $d_s > 1,5L_c$, el ancho de la Zona 2 se incrementará hasta d_s en la dirección longitudinal.
 3. El ancho de la Zona 2 será siempre de tres hileras en sentido transversal.

Otras estructuras	Cargas de viento de diseño: coeficientes estáticos de carga de viento	Sistema de paneles solares de inclinación fija montados en el terreno
Figura 4.5-10		

Coeficientes de Presión Neta Estática para las zonas 1 y 2 ($GC_{gn_{estático}}$)



Coeficientes de Momento Estático para las zonas 1 y 2 ($GC_{gm_{estático}}$)



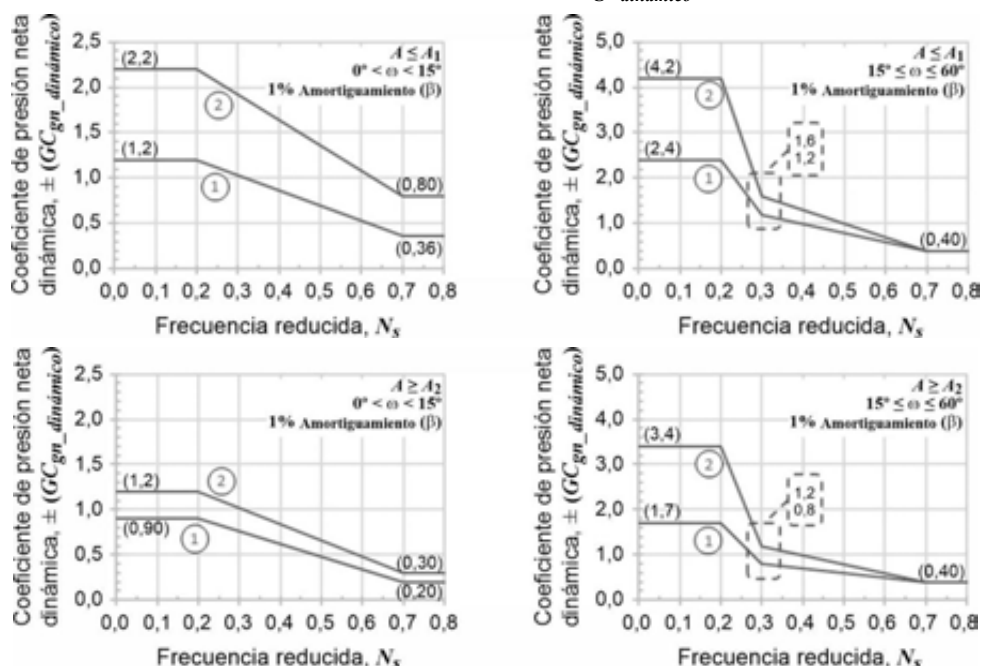
Notas:

1. Se permitirá la interpolación lineal para los valores de ω comprendidos entre 5° y 15° .
2. (GC_{gn}) representa las presiones netas (aporte de las superficies superior e inferior de los paneles solares); los signos más y menos corresponden a las fuerzas que actúan hacia y desde los paneles, respectivamente; cada elemento estructural se diseñará para soportar los máximos esfuerzos producidos por estos dos casos de carga.
3. (GC_{gm}) representa los momentos con respecto al centro del plano de los paneles (aporte de las superficies superior e inferior de los paneles solares) que comprende la longitud de la cuerda del panel (L_c); los coeficientes positivos indican los momentos que actúan en el sentido contrario al de las agujas del reloj (ver la **Figura 4.5-9**), mientras que los coeficientes negativos indican los momentos que actúan en el sentido de las agujas del reloj; cada elemento estructural se diseñará para soportar los máximos esfuerzos producidos por estos dos casos de carga.

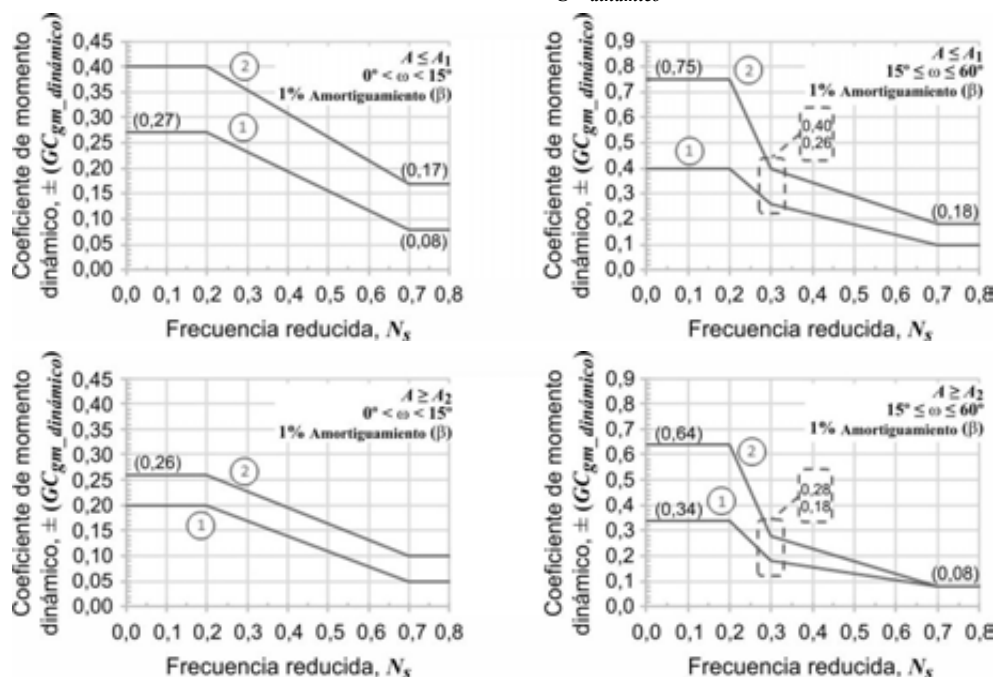
Otras estructuras	Sistema de paneles solares de inclinación fija montados en el terreno
Figura 4.5-11	

Cargas de viento de diseño: coeficientes dinámicos de carga de viento

Coeficientes de Presión Neta Dinámica para las zonas 1 y 2 ($GC_{gn_dinámico}$)



Coeficientes de Momento Dinámico para las zonas 1 y 2 ($GC_{gm_dinámico}$)



Notación

$A_1 = 4L_c^2$ o $50 m^2$, el que resulte menor.

$A_2 = 15L_c^2$ o $100 m^2$, el que resulte menor.

β = relación de amortiguación (% del crítico) en el modo de interés.

Notas:

- Los coeficientes dinámicos con una relación de amortiguamiento, β , distinta del 1 % (0,01), se calcularán multiplicando los coeficientes de esta figura, por $\sqrt{(0,01/\beta)}$, donde $\beta \leq 0,05$.
- Se permitirá la interpolación lineal para valores intermedios del área de viento efectiva, A .

CAPÍTULO 5. CARGAS DE VIENTO: COMPONENTES Y REVESTIMIENTOS (C&R)

5.1. ALCANCE

C 5.1. ALCANCE

El *Capítulo 5* trata las cargas de viento sobre C&R conforme al Capítulo 30 de *ASCE 7-22*; a diferencia de los otros capítulos, que en general tienen la estructura de los capítulos correspondientes de *ASCE 7-10* y contienen tópicos actualizados conforme a *ASCE 7-16*.

Al desarrollar el conjunto de coeficientes de presión aplicables para el diseño de componentes y revestimientos (C&R) tal como se da en las *Figuras 5.3-1, 5.3-2 A-G, 5.3-3, 5.3-4, 5.3-5A-B y 5.3-6*, se siguió un enfoque envolvente, pero usando diferentes métodos que para el SPRFV de la *Figura AC.3-1*.

Las fluctuaciones de presión entre distintos puntos de un área efectiva pequeña pueden estar altamente correlacionadas (considerar, por ejemplo, el área efectiva asociada con el diseño de un sujetador).

Considérese las cargas locales sobre correas que se muestran en la *Figura C AC.3-1*. El enfoque involucraba promediado espacial y promediado temporal de las presiones puntuales sobre el área efectiva que transmitía cargas a la correa, mientras que el modelo del edificio rotaba 360° en el túnel de viento. Como las presiones localizadas inducidas pueden también variar ampliamente en función de la ubicación específica sobre el edificio, la altura sobre el nivel del terreno, la exposición y, lo más importante, las discontinuidades geométricas locales y la ubicación del elemento con respecto a los bordes en las superficies del edificio (paredes, líneas de cubierta), estos factores también fueron considerados al realizar la envolvente de los ensayos de túnel de viento.

Por ello, las *Figuras 5.3-1, 5.3-2A-G, 5.3-3, 5.3-4, 5.3-5A-B y 5.3-6* no distinguen los efectos de la direccionalidad del viento y la influencia de la exposición; y las superficies del edificio se han zonificado para reflejar una envolvente de las presiones pico posibles para una aplicación de diseño dada.

Las zonas del techo y los coeficientes de presión en la *Figura 5.3-2A* se basan en el análisis de Kopp and Morrison (2014), que hizo uso de la extensa base de datos de túnel de viento desarrollada por Ho y asoc. (2005). St. Pierre y asoc. (2005) suministraron una evaluación de esta base de datos comparada con datos anteriores de Davenport y asoc. (1977, 1978) y *ASCE 7-02*; mientras Ho y asoc. (2005) compararon los datos con datos de campo a escala natural de Texas Tech University (Metha and Levitan, 1998). Todos los datos fuente usados en el estudio están públicamente accesibles a través de la página web del National Institute of Standards and Technology (ver p. ej., Main and Fritz, 2006). Comparado a las versiones previas de este reglamento, los coeficientes de presión se han incrementado y son ahora más consistentes con los coeficientes para edificios de más de **18 m** de alto.

Los tamaños de las zonas también se han modificado para minimizar el incremento de los coeficientes de presión en las Zonas 1 y 2. Los datos indican que para estos edificios bajos el tamaño de las zonas del techo depende principalmente de la altura del edificio, h . Ahora hay una Zona 1' que toma en cuenta las cargas más bajas en el medio del techo de grandes edificios. La Zona 3 (esquinas del techo) tiene forma de L, consistente con la forma de la Zona 3 de edificios de más de **18 m** de alto y consistente con los datos de carga de viento. En la **Figura C 5-1** se ilustran cuatro potenciales configuraciones de zonas basadas en la relación de las dimensiones de planta entre los edificios más pequeños y más grandes. Además, cuando la dimensión horizontal más grande es menor que **0,4h** (el edificio no corresponde a una forma típica de un edificio de baja altura), hay una única zona (Zona 3). Hay explicaciones detalladas en Kopp and Morrison (2014).

Tal como se indicó en la discusión para la **Figura AC.3-1**, los experimentos en túnel de viento verificaron ambos terrenos de exposición B y C. Básicamente los valores de (GC_p) asociados con el terreno de exposición B serán más altos que aquellos para terreno de exposición C debido a la presión dinámica reducida en el terreno de exposición B.

Los valores de (GC_p) dados en las **Figuras 5.3-1, 5.3-2A-G, 5.3-3, 5.3-4, 5.3-5A-B y 5.3-6** se asocian con terreno de exposición C tal como se obtuvieron en el túnel de viento. Sin embargo, también se pueden aplicar a cualquier exposición cuando se usa la presión dinámica que representa la exposición apropiada. Los valores de (GC_p) dados en las **Figuras 5.3-2 A-G** están asociados con ensayos en túnel de viento realizados en ambas Exposiciones B y C.

Los coeficientes de presión dados en la **Figura 5.4-1** para edificios con altura media mayor que **20 m** se desarrollaron siguiendo un enfoque similar, pero la influencia de la exposición no estuvo involucrada (Stathopoulos and Dumitrescu-Brulotte, 1989). Por lo tanto, se pueden usar los valores de (GC_p) con las categorías de exposición B, C, o D.

5.1.1. Tipos de edificio

Este capítulo se aplica al cálculo de presiones de viento sobre componentes y revestimientos (C&R) de edificios y otros tipos de estructuras.

Parte 1: se aplica a edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos

- de baja altura (ver la definición en el artículo 1.2); o
- con altura $h \leq 20$ m

El edificio tiene cubierta plana, cubierta a dos aguas, cubierta a dos aguas múltiple, cubierta a cuatro aguas, cubierta de vertiente única, cubierta escalonada o cubierta en diente de sierra, y las presiones de viento se calculan a partir de una expresión de presión de viento.

C 5.1.1. Tipos de edificio

En ASCE (2011) se pueden encontrar lineamientos para estimar G , C_f y A_f para C&R de estructuras que se encuentran en la industria petroquímica y otras instalaciones industriales que no están incluidas en **CIRSOC 102** ni **ASCE 7**. Este documento refiere a **ASCE 7-05**, por lo que debe hacerse ajustes para compatibilizar su aplicación con la presente revisión de **CIRSOC 102**.

Parte 2: se aplica a edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos

- con altura $h > 20 \text{ m}$

El edificio tiene cubierta plana, cubierta de vertiente única, cubierta a dos o a cuatro aguas en mansarda, cubierta abovedada o cúpula y las presiones de viento se calculan a partir de una expresión de presión de viento.

Parte 3: se aplica a edificios abiertos de todas las alturas, con cubierta aislada a dos aguas, cubierta aislada de vertiente única o cubierta a dos aguas con diedro negativo.

Parte 4: se aplica a accesorios de edificios tales como voladizos de cubierta, parapetos, equipamientos sobre techos, paneles solares en cubiertas y elementos de solados no adheridos.

- Paneles solares en cubiertas: Edificios de todas las alturas con cubiertas planas, cubiertas a dos o cuatro aguas con inclinaciones de cubierta menor o igual a 7° ;
- solados no adheridos: Edificios de todas las alturas con inclinaciones de cubierta menor o igual a 7° .

Parte 5: se aplica a otros tipos de estructuras tales como recipientes cilíndricos verticales cerrados y tanques.

- Silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados: $h \leq 40 \text{ m}$.

Parte 6: es un enfoque simplificado y se puede aplicar a un edificio cerrado, parcialmente cerrado o parcialmente abierto, de diafragma simple, tal como se definen en el artículo 1.2 con una altura media de cubierta $h \leq 10 \text{ m}$ y ángulo de inclinación de cubierta menor o igual que 10° . Las presiones de viento se obtienen directamente de una Tabla.

5.1.2. Condiciones

Un edificio cuyas cargas de viento de diseño están calculadas de acuerdo con este capítulo, debe cumplir con las siguientes condiciones:

1. El edificio es de forma regular, como se define en el artículo 1.2, y
2. el edificio no tiene características de respuesta que lo hagan objeto de cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope y flameo, o no tiene un sitio de emplazamiento para el cual los efectos de canalización o el golpeteo en la estela debida a obstrucciones a barlovento generen consideración especial.

5.1.3. Limitaciones

Las disposiciones de este capítulo toman en consideración el efecto de amplificación de carga

causado por ráfagas en resonancia con las vibraciones en dirección del viento de edificios flexibles.

Las cargas sobre edificios que no cumplan con los requisitos del artículo 5.1.2 o tengan forma o características de respuesta inusuales, se deben diseñar recurriendo a bibliografía reconocida que documente tales efectos de carga de viento o deben usar los procedimientos del **Capítulo 6**.

5.1.4. Protección

No habrá reducciones en la presión dinámica debidas a la aparente protección proporcionada por edificios y otras estructuras o características del terreno.

5.1.5. Revestimiento permeable al aire

Las cargas de viento de diseño calculadas según este capítulo se deben usar para revestimientos permeables al aire, incluyendo techos verdes modulares, a menos que se demuestren cargas menores mediante datos de ensayos aprobados o la bibliografía reconocida para el tipo de revestimiento permeable al aire que se está considerando.

C 5.1.5. Revestimiento permeable al aire

Los revestimientos de pared o cubierta permeables al aire permiten una ecualización parcial de la presión de aire entre sus superficies interior y exterior. Ejemplos de esto lo constituyen *sidings*, fachadas ventiladas, tejas, techos verdes modulares, pisos flotantes sobre losa y cubiertas con agregados sueltos.

La presión pico que actúa a través de un material de revestimiento permeable al aire depende de las características de otros componentes o capas del conjunto de la envolvente del edificio. En cualquier instante dado la presión neta total a través de un conjunto envolvente del edificio será igual a la suma de las presiones parciales a través de las capas individuales, tal como se muestra en la **Figura C 5.1-1**.

Sin embargo, la proporción de la presión neta total transmitidas por cada capa variará de instante en instante debido a la fluctuación en las presiones internas y externas y dependerán de la porosidad y rigidez de cada capa, tanto como de los volúmenes de los espacios de aire entre las capas.

Como resultado, aunque hay una carga compartida entre varias capas, la suma de las presiones pico a través de las capas individuales típicamente excederán la presión pico a través del sistema entero. En ausencia de información detallada sobre la división de las cargas, un enfoque simple y conservativo es asignar la presión diferencial completa a cada capa diseñada para soportar carga.

Para maximizar la ecualización de presiones (reducción) a través de cualquier sistema de revestimiento (con independencia de la permeabilidad del revestimiento en sí), la capa o capas detrás del revestimiento deberían ser:

- relativamente rígidas, en comparación al material de revestimiento y
- relativamente impermeables al aire en comparación al material de revestimiento.

Más aún, el espacio de aire entre el revestimiento y la superficie envolvente del edificio, próxima adyacente detrás del revestimiento (es decir la capa exterior), debe ser tan pequeño como sea posible y compartimentado para evitar comunicación o ventilación entre diferentes zonas de presión de las superficies del edificio.

Las presiones de viento de diseño derivadas del *Capítulo 5* representan el diferencial de presión entre las superficies interior y exterior de la envolvente exterior (sistema de paredes o cubiertas). Debido a la ecualización parcial de la presión de aire provocada por revestimientos permeables al aire, las presiones de componentes y revestimientos obtenidas a partir del *Capítulo 5* pueden sobreestimar la carga sobre elementos del revestimiento permeables al aire.

El diseñador puede usar las cargas derivadas del *Capítulo 5* o bien las cargas derivadas de un método alternativo aprobado. Si el diseñador desea determinar el diferencial de presión a través de un elemento de revestimiento específico en combinación con otros elementos que comprenden un conjunto específico envolvente del edificio, se deberán hacer mediciones apropiadas de presión a escala natural sobre el conjunto pertinente envolvente del edificio, o se debe hacer referencia a la bibliografía reconocida (Cheung and Melbourne, 1986; Haig, 1990; Baskaran, 1992; SBCCI, 1994; Peterka y asoc., 1997; ASTM 2006, 2007; Kala y asoc., 2008; Baskaran y asoc., 2012; Kopp and Gavanski, 2012 y Cope y asoc., 2012) para documentación relacionada con cargas de viento.

Tales métodos alternativos pueden variar de acuerdo con un producto de revestimiento dado o clase de productos de revestimientos o conjuntos debido a que cada uno tiene características únicas que afectan la ecualización de presiones. Es importante considerar la metodología usada para determinar la distribución de presiones de viento a través de un conjunto multicapa incluyendo una capa de revestimiento permeable al aire. Ensayos recientes a escala natural en túnel de viento han mostrado que una distribución precisa de la presión de viento en un conjunto de pared exterior multicapa debe dar cuenta de las fluctuaciones (dinámicas) de presión temporales y espaciales representativas de las verdaderas condiciones de flujo de viento (Cope y asoc., 2012). Otros factores a considerar incluyen la influencia de los caminos de flujo de aire a través del conjunto (p. ej., aberturas u orificios a través de cualquier capa dada) y métodos apropiados para obtener valores envolventes de coeficientes de presión pico para cada capa de un conjunto multicapa (p.ej., Cope y asoc., 2012) para asegurar la confiabilidad del sistema y la consistencia con la caracterización de los coeficientes de presión en este reglamento.

Los **techos verdes modulares** consisten en vegetación y otros componentes integrados en una bandeja. Estas bandejas tienen huecos entre ellas y una separación con aire (un mínimo de **6,25 mm**) entre el módulo y el sistema de cubierta. Estas separaciones permiten la ecualización parcial de la presión de aire.

5.2. REQUISITOS GENERALES

C 5.2. REQUISITOS GENERALES

5.2.1. Parámetros de carga de viento especificados en Capítulo 1

Los siguientes parámetros de carga de viento se especifican en el **Capítulo 1**:

- Velocidad básica de viento V , en m/s, artículo 1.5.
- Factor de direccionalidad de viento, K_d , artículo 1.6.
- Categoría de exposición, artículo 1.7.
- Factor topográfico, K_{zt} , artículo 1.8.
- Factor de efecto de ráfaga, artículo 1.9.
- Clasificación de cerramiento, artículo 1.10.
- Coeficiente de presión interna, (GC_{pi}) , artículo 1.11.
- Factor de altitud, K_e , artículo 1.12.
- Coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , artículo 1.13.1, y presión dinámica, q_z , artículo 1.13.2.

5.2.2. Presiones de viento de diseño mínimas

La presión de viento de diseño para componentes y revestimientos de edificios y otras estructuras no debe ser menor que una presión neta de **0,80 kN/m²** actuando en cualquier dirección normal a la superficie.

5.2.3. Áreas tributarias mayores que 65 m²

Los elementos de componentes y revestimientos con áreas tributarias mayores que **65 m²** se pueden diseñar utilizando las disposiciones para SPRFV.

5.2.4. Coeficientes de presión externa

Los coeficientes de presión externa para componentes y revestimientos combinados con el factor de efecto de ráfaga (GC_p), se dan en las Figuras asociadas con este capítulo. Los valores del coeficiente de presión y del factor de efecto de ráfaga no se deben separar.

PARTE 1: EDIFICIOS DE BAJA ALTURA

Nota para el usuario: Se debe usar la **Parte 1 del Capítulo 5** para calcular las presiones de viento sobre componentes y revestimientos de edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos de baja altura que tengan formas de cubierta como las especificadas en las Figuras de aplicación. Las disposiciones de la Parte 1 se basan en el Procedimiento Envolvente, con presiones de viento que se calculan usando la expresión específica aplicable a cada superficie del edificio.

5.3. TIPOS DE EDIFICIOS

C 5.3. TIPOS DE EDIFICIOS

Las disposiciones del artículo 5.3 se aplican a edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos:

- de baja altura, ver definición en artículo 1.2; o
- con altura $h \leq 20$ m.

El edificio tiene cubierta plana, cubierta a dos aguas, cubierta a dos aguas múltiple, cubierta a cuatro aguas, cubierta de vertiente única, cubierta escalonada o cubierta en diente de sierra.

Los pasos necesarios para el cálculo de cargas de viento sobre componentes y revestimientos para este tipo de edificios se presentan en la **Tabla 5.3-1**.

5.3.1. Condiciones

Para el cálculo de las presiones de viento de diseño sobre componentes y revestimientos utilizando las disposiciones del artículo 5.3.2, se deben aplicar las condiciones que se indican en las Figuras seleccionadas al edificio en consideración.

5.3.2. Presiones de viento de diseño

Las presiones de viento de diseño sobre elementos de componentes y revestimientos de edificios de baja altura y edificios con $h \leq 20$ m se deben calcular mediante la siguiente expresión:

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad (5.3-1)$$

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m²;
- q_h presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h , en N/m², definida en artículo 1.13;
- (GC_p) coeficientes de presión externa dados en:
- **Figura 5.3-1**, paredes.
 - **Figuras 5.3-2A a 5.3-2G**, cubiertas planas, cubiertas a dos y a cuatro aguas; **Figuras 5.5-1, 5.5-2 y 5.5-3** cubiertas libres aisladas de vertiente única, a dos aguas o con diedro negativo.
 - **Figura 5.3-3**, cubiertas escalonadas.
 - **Figura 5.3-4**, cubiertas a dos aguas múltiples.
 - **Figuras 5.3-5A y 5.3-5B**, cubiertas de vertiente única.
 - **Figura 5.3-6**, cubiertas en diente de sierra.
 - **Figura 5.3-7**, cubiertas en forma de cúpula.
 - **Figura 5.3-8**, cubiertas abovedadas.
 - **Figura 5.3-1A**, superficie inferior de edificios elevados.
- (GC_{pi}) coeficiente de presión interna dado en **Tabla 1.11-1**.

C 5.3.2. Presiones de viento de diseño

Los valores de coeficiente de presión que se dan en las **Figuras 5.3-1 y 5.3-2 A-G** se deben usar para edificios con una altura media de cubierta de **20 m** o menor. Los valores de los coeficientes de cargas sobre los techos y la zonificación no son los mismos que en **CIRSOC 102-2005**. Los valores se revisaron en base a ensayos en túnel de viento realizados en la Universidad de Western Ontario (Davenport y asoc., 1977,1978; Ho y asoc., 2005; St. Pierre y asoc., 2005; Kopp and Morrison, 2014; Vickery y asoc., 2011; Gavanski y asoc., 2013). Los valores negativos de (GC_p) dados en estas figuras son significativamente más grandes (en valor absoluto) que en previas versiones del reglamento, pero consistentes con los valores dados en Ho y asoc. (2005). Los valores de (GC_p) de las figuras se dan en forma de ecuación en las **Tablas C 5.3-1 a C 5.3-8**. Note que los valores de (GC_p) dados en las **Figuras 5.3-2 A-G** son funciones del ángulo de inclinación de la cubierta.

Tabla C 5.3-1. Paredes de edificios con $h \leq 20$ m (ver Figura 5.3-1)

Positivo:	$GC_p = 1,0$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
Zonas 4 y 5	$GC_p = 1,0 - 0,1766 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,7$	$A > 50,0 \text{ m}^2$
Negativo:	$GC_p = -1,1$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
Zona 4	$GC_p = -1,1 + 0,1766 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,8$	$A > 50,0 \text{ m}^2$
Negativo:	$GC_p = -1,4$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
Zona 5	$GC_p = -1,4 + 0,3532 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,8$	$A > 50,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.3-2. Cubierta a dos aguas, $\theta \leq 7^\circ$ (ver Figura 5.3-2A)

Positivo con y sin voladizo		
Todas las zonas	$GC_p = 0,3$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,3 - 0,1 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,2$	$A > 10,0 \text{ m}^2$
Negativo sin voladizo		
Zona 1'	$GC_p = -0,9$	$A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,4 + 0,5000 \log A$	$10,0 < A \leq 100 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,4$	$A > 100 \text{ m}^2$
Zona 1	$GC_p = -1,7$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,7 + 0,4120 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,0$	$A > 50,0 \text{ m}^2$
Zona 2	$GC_p = -2,3$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,3 + 0,5297 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,4$	$A > 50,0 \text{ m}^2$
Zona 3	$GC_p = -3,2$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -3,2 + 1,0595 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,4$	$A > 50,0 \text{ m}^2$
Negativo con voladizo		
Zonas 1 y 1'	$GC_p = -1,7$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,7 + 0,1000 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,4584 + 0,8584 \log A$	$10,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,0$	$A > 50,0 \text{ m}^2$
Zona 2	$GC_p = -2,3$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,3 + 0,7063 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,1$	$A > 5,0 \text{ m}^2$
Zona 3	$GC_p = -3,2$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -3,2 + 1,2360 \log A$	$1,0 < A \leq 50,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,1$	$A > 50,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.3-3. Cubierta a dos aguas, $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$ (ver Figura 5.3-2B)

Positivo		
Todas las zonas	$GC_p = 0,6$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,6 - 0,2306 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,3$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Negativo		
Zona 1	$GC_p = -2,0$	$A \leq 2,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,3839 + 1,2754 \log A$	$2,0 < A \leq 30,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,5$	$A > 30,0 \text{ m}^2$
Zona 2	$GC_p = -2,7$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,7 + 1,3067 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,0$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zona 3	$GC_p = -3,6$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -3,6 + 1,800 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,8$	$A > 10,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.3-4. Cubierta a dos aguas, $20^\circ < \theta \leq 27^\circ$ (ver Figura 5.3-2C)

Positivo		
Todas las zonas	$GC_p = 0,6$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,6 - 0,2306 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,3$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Negativo		
Zona 1	$GC_p = -1,5$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,5 + 0,5380 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,8$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zona 2	$GC_p = -2,5$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,5 + 1,300 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,2$	$A > 10,0 \text{ m}^2$
Zona 3	$GC_p = -3,0$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -3,0 + 1,600 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,4$	$A > 10,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.3-5. Cubierta a dos aguas, $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$ (ver Figura 5.3-2D)

Positivo		
Todas las zonas	$GC_p = 0,9$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,9 - 0,3074 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,5$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Negativo		
Zona 1	$GC_p = -1,8$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,8 + 1,000 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,8$	$A > 10,0 \text{ m}^2$
Zona 2	$GC_p = -2,0$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,0 + 0,7686 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,0$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zona 3	$GC_p = -2,5$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,5 + 1,1529 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,0$	$A > 20,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.3-6. Cubierta a cuatro aguas, $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$ (ver Figura 5.3-2E)

Positivo		
Todas las zonas	$GC_p = 0,7$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,7 - 0,400 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,3$	$A > 10,0 \text{ m}^2$
Negativo		
Zona 1	$GC_p = -1,8$	$A \leq 2,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,1010 + 1,0000 \log A$	$2,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,8$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zona 2	$GC_p = -2,4$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,4 + 0,8455 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,3$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zona 3	$GC_p = -2,6$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,6 + 0,9223 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,4$	$A > 20,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.3-7. Cubierta a cuatro aguas, $20^\circ < \theta \leq 27^\circ$ (ver Figura 5.3-2F)

Positivo		
Todas las zonas	$GC_p = 0,7$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,7 - 0,400 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,3$	$A > 10,0 \text{ m}^2$
Negativo		
Zona 1	$GC_p = -1,4$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,4 + 0,4612 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,8$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zonas 2 y 3	$GC_p = -2,0$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,0 + 0,7686 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,0$	$A > 20,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.3-8. Cubierta a cuatro aguas, $\theta = 45^\circ$ (ver Figura 5.3-2G)

Positivo		
Todas las zonas	$GC_p = 0,7$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,7 - 0,4000 \log A$	$1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = 0,3$	$A > 10,0 \text{ m}^2$
Negativo		
Zona 1	$GC_p = -1,5$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,5 + 0,6149 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,7$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zona 2	$GC_p = -1,8$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,8 + 0,7686 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -0,8$	$A > 20,0 \text{ m}^2$
Zona 3	$GC_p = -2,4$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -2,4 + 1,0761 \log A$	$1,0 < A \leq 20,0 \text{ m}^2$
	$GC_p = -1,0$	$A > 20,0 \text{ m}^2$

Algunas de las características de los valores en las figuras son las siguientes:

1. Son valores combinados de (GC_p). Los factores de efecto de ráfaga de estos valores, no se deben separar.

2. La presión dinámica q_h evaluada a la altura media de cubierta, se debe usar con todos los valores de (GC_p) .
3. Los valores suministrados en la figura representan los límites superiores de los valores más severos para cualquier dirección del viento. La probabilidad reducida de que la velocidad de viento de diseño no ocurra en la dirección particular para la cual se registre el peor coeficiente de presión no se ha incluido en los valores que se muestran en la figura.
4. Los valores de túnel de viento, tal como se los midió, se basaron sobre la velocidad de viento media horaria, pero se modificaron para ser usados con la presión dinámica correspondiente a la ráfaga de **3 segundos**. Los detalles de cómo se realiza esta adaptación se pueden encontrar en los reportes de los ensayos.

Cada elemento de componentes y revestimientos se debe diseñar para las presiones máximas positivas y negativas (incluyendo las presiones internas de aplicación) que actúen sobre él. Los valores del coeficiente de presión se deben obtener para cada elemento de componentes y revestimientos sobre la base de su ubicación en el edificio y el área efectiva para el elemento.

La investigación (Stathopoulos and Zhu, 1988, 1990) indicó que los coeficientes de presión suministrados en general se aplican a fachadas con características arquitectónicas tales como balcones, nervaduras, y varias texturas de fachada.

Las presiones en voladizos se calculan sumando el apropiado coeficiente de presión sobre la cubierta, provenientes de los gráficos que se muestran en las **Figuras 5.3-2 A-G**, al coeficiente de presión positivo de la pared adyacente proveniente del gráfico que se muestra en la **Figura 5.3-1**. Por ejemplo, para la sustentación total de un voladizo en la Zona 3 de un techo a cuatro aguas con una pendiente de 27° ($GC_p = -2,0$ para un área efectiva de viento de $0,9 \text{ m}^2$), restar el coeficiente positivo de la pared adyacente. El (GC_p) de un área efectiva de viento de $0,9 \text{ m}^2$ para la zona 4 sobre la pared es $+1,0$, por lo que la sustentación total tiene un coeficiente (GC_p) de $-3,0$. La presión positiva sobre la pared crea una presión positiva debajo del voladizo que contribuye a aumentar la sustentación.

Para áreas efectivas de viento entre $0,1$ y $0,9 \text{ m}^2$ los valores de (GC_p) especificados en las figuras son constantes. Si el usuario desea aplicar un criterio más conservador para estimar el valor que correspondería a sistemas de cubierta (por ejemplo, techos de tejas) que tengan un área efectiva de viento menor que $0,9 \text{ m}^2$, puede extender la porción inclinada de la línea del gráfico de coeficiente hasta el área efectiva de viento requerida y leer en el eje de ordenadas el valor de (GC_p) , a la vez que se pueden aplicar factores de reducción de combinaciones de carga provenientes de estudios o ensayos relevantes.

Para techos a cuatro aguas, respecto a **CIRSOC 102-2005**, se cambió la definición de los rangos de pendientes cubiertos y la zonificación. La **Figura 5.3-2E** contiene las especificaciones para techos con pendientes de 7° a 20° , la

Figura 5.3-2F las correspondientes a pendientes de 20° a 27° y la **Figura 5.3-2G** sólo para pendiente de 45° . Para situaciones intermedias entre 27° y 45° se pueden calcular los coeficientes de la cubierta por interpolación. La designación de las zonas se hizo para facilitar la interpolación.

Para edificios con plantas de forma no rectangular, se da la siguiente guía que se basa en el juicio colectivo del comité de cargas de viento de *ASCE*. La **Figura C 5.3-2** describe las zonas de paredes y techos cuando se tienen plantas de formas en L, formas en T y otras formas “irregulares”, para poder aplicar las especificaciones de las **Figuras 5.3-1, 5.3-2, 5.3-4, 5.3-5, 5.3-6 y 5.4-1**. Cuando una esquina externa sobresale desde la pared menos que la distancia a , no se requiere Zona 3 ni Zona 5; pero cuando es mayor que a , sí se requieren ambas Zonas. Las esquinas interiores (reentradas) no requieren Zonas 3 ni 5. En esquinas exteriores obtusas de más de 135° tampoco se requieren Zona 3 ni 5. Para determinar la longitud de a , se dibuja un rectángulo sobre la planta del edificio que contenga a la misma. Las dimensiones de este rectángulo son las que se usan para calcular a .

La **Figura 5.3-3** se actualizó en *ASCE 7-22* para hacerla consistente con los cambios en la **Figura 5.3-2A**, de donde se obtienen los valores de (GC_p) .

Las **Figuras 5.3-4, 5.3-5A y 5.3-5B** presentan valores de (GC_p) para el diseño de componentes y revestimientos de cubierta para edificios con cubiertas a dos aguas múltiples y edificios con cubiertas de vertiente única. Los coeficientes se basan en estudios de túnel de viento (Stathopoulos and Mohammadian, 1986; Surry and Stathopoulos, 1988 y Stathopoulos and Saathoff, 1991).

Los valores de (GC_p) en la **Figura 5.3-6** son para el diseño de componentes y revestimientos de cubierta para edificios con cubiertas en diente de sierra y altura media de cubierta, h , menor o igual que 20 m . Se debe notar que los coeficientes para zonas de esquina sobre 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 que 10° , se deben usar los valores de (GC_p) para cubiertas a dos aguas regulares (**Figura 5.3-2A**). Los coeficientes incluidos en la **Figura 5.3-6** se basan en estudios en túnel de viento registrados por Saathoff and Stathopoulos (1992).

La **Figura 5.3-7**, para presiones sobre revestimientos de cubiertas en cúpula, se basa en Taylor (1991). Las presiones negativas se deben aplicar a la superficie completa, debido a que se aplican a lo largo de todo el arco que es perpendicular a la dirección de viento y que pasa a través de la parte superior de la cúpula.

Se advierte a los usuarios que solo estaban disponibles tres formas para definir valores en esta figura ($h_D/D = 0,5$ y $f/D = 0,5$; $h_D/D = 0,0$ y $f/D = 0,5$; $h_D/D = 0,0$ y $f/D = 0,33$).

5.3.2.1. Superficie horizontal inferior de edificios elevados sobre el terreno

Las presiones de viento de diseño sobre elementos de componentes y revestimientos de la superficie horizontal inferior de edificios elevados se calculan según la **Figura 5.3-2A** con las siguientes modificaciones:

1. h_B es la altura sobre el suelo de la superficie inferior del edificio elevado, como se muestra en la **Figura 5.3-1A**. El valor de h debe ser igual a h_B para identificar las dimensiones de las zonas de la **Figura 5.3-2A**. Para edificios elevados con una superficie plana horizontal inferior y ubicados sobre una pendiente, h_B se toma como la máxima altura entre la pendiente y la parte inferior del edificio elevado.
2. Áreas de superficie horizontal sobre espacios parcialmente cerrados y áreas extendiéndose una distancia a_B perpendicular a las paredes bajo el edificio elevado con dimensión en planta mayor que **1,2 m**, como se muestra en las regiones sombreadas en la **Figura 5.3-1A**, se diseñarán para resistir una presión positiva igual a la Zona 4 de paredes, obtenida usando la **Figura 5.3-1**. El valor de a_B es igual a $0,4h_B$ o el ancho de la pared, lo que sea menor, para establecer las dimensiones de las zonas según la **Figura 5.3-1A**.

La convención de cargas denota la carga hacia abajo en la superficie inferior con coeficientes de presión negativos y cargas hacia arriba con coeficientes de presión positivos.

Excepción: Las disposiciones del artículo 5.3.2.1 no se aplican a edificios con $h_B < 0,60$ m.

A diferencia de **ASCE 7**, que hasta la revisión de 2022 hace un tratamiento de las cargas de viento sobre cubiertas abovedadas basado en el modelo de Albert Smith, que data de 1914 (Smith, 1914), la **Figura 5.3-8** presenta un tratamiento actualizado conforme al estado del arte, basado en la revisión realizada por Natalini and Natalini (2017). Los coeficientes que se especifican provienen de ensayos en túnel de viento con simulación de capa límite atmosférica realizados en la Universidad Federal de Rio Grande do Sul, Brasil (Blessmann, 1987; Blessmann e Loredou-Souza 1988, 1989).

C 5.3.2.1. Superficie horizontal inferior de edificios elevados sobre el terreno

Este artículo aborda las presiones de viento de diseño para la cara inferior (externa) de la superficie plana inferior de edificios elevados. La elevación de edificios sobre pilares u otras estructuras de apoyo deja expuesta la cara inferior del edificio al flujo de aire y presiones de viento, y observaciones de campo en han mostrado pérdidas sustanciales de revestimiento en la cara inferior del piso debido al viento.

Las disposiciones en este artículo indican (1) que los coeficientes de presión de viento sobre la superficie horizontal del fondo son similares en magnitud a aquellos sobre el techo del edificio, (2) que los coeficientes de presión del techo no son afectados substancialmente por la elevación por encima del plano de referencia, y (3) que estas recomendaciones pueden no ser tomadas en cuenta para edificios que están elevados menos de **0,6 m**. Esto está de acuerdo con observaciones provenientes de ensayos en túnel de viento de gran escala (Kim y asoci., 2020; Abdelfatah y asoci., 2020). En estos ensayos se determinaron valores de (GC_p) para edificios con cubierta a dos aguas de baja pendiente y fondo plano. Su validez para otras combinaciones de geometría de cubierta o del fondo no ha sido investigada. Los valores están basados en la presión dinámica a la altura media de la cubierta. Esa presión dinámica de referencia se mantuvo en estas disposiciones.

Por analogía con lo observado en la parte inferior de voladizos a barlovento, en la cual la presión positiva en la pared condiciona la presión bajo el voladizo, se consideró razonable introducir una disposición adicional para coeficientes de presión positivos incrementados sobre superficies horizontales directamente arriba y adyacentes a paredes (p. ej., edificios con planta baja libre para estacionamiento y un núcleo de ingreso con escaleras y ascensores). Las paredes deben cumplir la condición de estar dentro de un espacio abierto o parcialmente cerrado. Estas áreas se ilustran en la planta de la **Figura 5.3-1A**, donde se indican como las áreas sombreadas alrededor del salón cerrado debajo de la estructura principal, dentro del área etiquetada como **área parcialmente cerrada**. El propósito de estos coeficientes de presión positivos más altos es abordar el aumento de la presión de viento causado por la restricción al flujo que resulta de la presencia de paredes o de un área cerrada, y se especifican iguales a los coeficientes usados para la cara inferior de voladizos de cubierta.

Cuando un edificio con una superficie horizontal del fondo plana está situado sobre un terreno con pendiente, se debe adoptar la máxima altura entre el terreno y el fondo del edificio considerando todas las caras del mismo como altura efectiva de elevación sobre el plano de referencia, h_B . Este criterio es conservador respecto a la definición de zonas de coeficientes de viento para edificios de menos de **20 metros** de altura, pero no lleva a cambios significativos en carga.

Tabla 5.3-1. Pasos para calcular cargas de viento sobre Componentes y Revestimientos de edificios de baja altura cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos

Paso 1:	Establecer la categoría de riesgo, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2:	Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo de aplicación, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3:	Adoptar los parámetros de carga de viento: - Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. - Categoría de exposición, B, C o D, ver artículo 1.7. - Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. - Clasificación de cerramiento, ver artículo 1.10. - Coefficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11 y Tabla 1.11-1. - Factor de altitud, K_e, ver artículo 1.12.
Paso 4:	Calcular el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_h , ver Tabla 1.13-1 .
Paso 5:	Calcular la presión dinámica, q_h , ver expresión (1.13-1).
Paso 6:	Calcular el coeficiente de presión externa, (GC_p) , - paredes, Figura 5.3-1, - cubiertas planas, cubiertas a dos y a cuatro aguas, Figura 5.3-2, - cubiertas escalonadas, Figura 5.3-3, - cubiertas a dos aguas múltiples, Figura 5.3-4, - cubiertas de vertiente única, Figura 5.3-5, - cubiertas en dientes de sierra, Figura 5.3-6, - cubiertas en forma de cúpula, Figura 5.3-7, - cubiertas abovedadas, Figura 5.3-8, - superficie horizontal inferior de edificios elevados, artículo 5.3.2.1.
Paso 7:	Calcular la presión de viento, p , expresión (5.3-1).

PARTE 2: EDIFICIOS CON ALTURA MAYOR QUE 20 m

Nota para el usuario: Se debe usar la **Parte 2 del Capítulo 5** para calcular presiones de viento sobre componentes y revestimientos (C&R) de edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos con $h > 20$ m, que tengan las formas de cubierta que se especifican en las Figuras de aplicación. Estas disposiciones se basan en el Procedimiento Direccional, con presiones de viento que se calculan usando la expresión específica que sea aplicable a cada superficie del edificio.

5.4. TIPOS DE EDIFICIOS

C 5.4. TIPOS DE EDIFICIOS

Las disposiciones del artículo 5.4 se aplican a edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos con altura media de cubierta $h > 20$ m, con cubierta plana, cubierta con pendiente, cubierta a dos aguas, cubierta a cuatro aguas, cubierta en mansarda, cubierta abovedada o cubierta en forma de cúpula. Los pasos necesarios para el cálculo de cargas de viento sobre componentes y revestimientos (C&R) para este tipo de edificios se muestran en la **Tabla 5.4-1**.

5.4.1. Condiciones

Para calcular las presiones de viento de diseño sobre componentes y revestimientos utilizando las disposiciones del artículo 5.4.2, se deben aplicar al edificio en consideración las condiciones indicadas en la Figura correspondiente.

C 5.4.1. Condiciones

Los coeficientes de presión que se muestran en la **Figura 5.4-1** reflejan los resultados obtenidos de exhaustivos estudios en túnel de viento (Stathopoulos and Dumitrescu-Brulotte, 1989). La disponibilidad de datos de túnel de viento más exhaustivos ha permitido también una simplificación de la zonificación para los coeficientes de presión, las cubiertas planas horizontales se dividen ahora en tres zonas, y las paredes están representadas por dos zonas.

Los coeficientes de presión exterior y las zonas dadas en la **Figura 5.4-1** se establecieron mediante ensayos en túnel de viento sobre edificios aislados en forma de caja (Akins and Cermak, 1975; y Peterka and Cermak, 1975).

Los ensayos en túnel de viento de capa límite sobre edificios en altura (mayormente en zona céntrica de ciudades) muestran que se obtienen variaciones en los coeficientes de presión y en la distribución de la presión sobre las diferentes fachadas de edificios (Templin and Cermak, 1978).

Estas variaciones se deben a la geometría del edificio, edificios bajos yuxtapuestos, secciones transversales no rectangulares, retranqueos, y superficies en pendiente. Agregado a esto, los edificios de los alrededores contribuyen a variaciones en la presión.

Los ensayos en túnel de viento indican que los coeficientes de presión no se distribuyen simétricamente y pueden generar cargas torsionales de viento sobre el edificio.

Los ensayos en 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 no tienen forma de caja.

En la expresión (5.4-1) aparece un término de presión dinámica, q_i , que está definido como la “presión dinámica para el cálculo de la presión interna”. La presión interna positiva está dictada por la presión exterior positiva sobre la cara a barlovento en el punto donde hay una abertura.

La presión exterior positiva en la abertura está gobernada por el valor de q en el nivel de la abertura, no por q_h . Ya que la evaluación de la presión interna positiva, q_i , se puede realizar conservativamente a la altura h ($q_i = q_h$).

Para edificios bajos esto no hace mucha diferencia, pero por ejemplo para un edificio de **100 m** de altura en exposición B con la abertura más alta a los **20 m**, la diferencia entre q_{100} y q_{20} representa el **59 %** de incremento en la presión interna. Esto no es realista y representa un grado innecesario de conservadurismo.

Por consiguiente, $q_i = q_z$ para la evaluación de la presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados donde la altura z está definida como el nivel de la abertura más alta en el edificio que podría afectar la presión interna positiva.

5.4.2. Presiones de viento de diseño

C 5.4.2. Presiones de viento de diseño

Las presiones de viento de diseño sobre componentes y revestimientos para todos los edificios con $h > 20 \text{ m}$ se deben calcular de la siguiente expresión:

$$p = q (GC_p) - q_i (GC_{pi}) \quad (5.4-1)$$

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m^2 ;
- $q = q_z$ para paredes a barlovento calculada a la altura z sobre el terreno;
- $q = q_h$ para paredes a sotavento, laterales y cubiertas evaluadas a la altura h ;
- $q_i = q_h$ para paredes a barlovento, laterales, a sotavento y cubiertas de edificios cerrados y para la evaluación de presión interna negativa en edificios parcialmente cerrados o parcialmente abiertos;
- $q_i = q_z$ para la evaluación de presión interna positiva en edificios parcialmente cerrados o parcialmente abiertos donde la altura z se define como el nivel de la abertura más elevada del edificio que podría afectar la presión interna positiva. Para la evaluación de la presión interna positiva, q_i se puede evaluar conservadoramente a la altura h ($q_i = q_h$);
- (GC_p) coeficientes de presión externa dados en:
- **Figura 5.4-1** para paredes y cubiertas con $\theta \leq 7^\circ$.
 - **Figura 5.3-2A a 5.3-2G** para cubiertas a dos y a cuatro aguas con $\theta > 7^\circ$, con q_h basado en la exposición definida en el artículo 1.7.
 - **Figura 5.3-5A y 5B** para cubiertas de vertiente única, con q_h basado en la exposición definida en el artículo 1.7.
 - **Figura 5.3-7** para cubiertas en cúpula, con q_h basado en la exposición definida en el artículo 1.7.
 - **Figura 5.3-8**, para cubiertas abovedadas, con q_h basado en la exposición definida en el artículo 1.7.
 - **Figura 5.4-1A**, para la superficie inferior de edificios elevados.
- (GC_{pi}) coeficiente de presión interna dado en **Tabla 1.11-1**;
- q y q_i se deben evaluar usando la exposición definida en el artículo 1.7.3.

5.4.2.1. Superficie horizontal inferior de edificios elevados sobre el terreno

C 5.4.2.1. Superficie horizontal inferior de edificios elevados sobre el terreno

Las presiones de viento de diseño sobre elementos de componentes y revestimientos de la superficie horizontal inferior (fondo) de edificios elevados se calcula usando los coeficientes de presión para

Este artículo orienta el cálculo de las presiones de viento de diseño para la cara inferior plana de edificios de más de **20 m** de altura, elevados sobre el terreno. Los valores de (GC_p) se obtienen de la **Figura 5.4-1**. A diferencia de los

techos según la **Figura 5.4-1** con las siguientes modificaciones:

1. La presión dinámica, q , usada en la expresión (5.4-1) se calcula a una altura igual a la altura sobre el terreno de la superficie horizontal inferior más un **25 %** de la altura del edificio elevado sobre la superficie horizontal inferior, calculada como $[h_B + 0,25(h - h_B)]$. Para edificios elevados con un fondo plano horizontal y situados sobre una pendiente, h_B se toma como la máxima altura entre la pendiente y el fondo del edificio elevado.
2. Áreas de superficie horizontal sobre espacios parcialmente cerrados y áreas extendiéndose una distancia a_B perpendicular a las paredes con dimensión en planta mayor que **1,2 m**, como se muestra en las zonas sombreadas en la **Figura 5.4-1A**, se diseñarán para resistir una presión positiva igual a la Zona 4 de paredes, obtenida usando la **Figura 5.4-1**. El valor de a_B es igual a **0,4 h_B** o el ancho de la pared, lo que sea menor, para establecer las dimensiones de las zonas según la **Figura 5.4-1A**.

La convención de cargas denota la carga hacia abajo en la superficie inferior con coeficientes de presión negativos y cargas hacia arriba con coeficientes de presión positivos.

Excepción: En edificios con altura media de cubierta h mayor que **20 m** y menor que **30 m**, se pueden usar los valores de (GC_p) de las **Figuras 5.3-1 a 5.3-6** si la altura media de cubierta h no excede la menor dimensión horizontal.

edificios bajos, que usan la presión dinámica a la altura media de la cubierta, estas disposiciones usan la presión dinámica a una altura igual a la elevación del fondo del edificio más el **25 %** de la altura del edificio por encima.

La disposición sobre coeficientes de presión positivos incrementados sobre superficies horizontales directamente arriba y adyacentes a paredes en áreas parcialmente cerradas que se usa en edificios bajos, desarrollada en el artículo C 5.3.2.1, también se aplica aquí. Estas áreas se ilustran en la planta de la **Figura 5.4-1A**, donde se indican como las áreas sombreadas alrededor del salón cerrado debajo de la estructura principal, dentro del área etiquetada como **área parcialmente cerrada**. Cuando un edificio con una superficie horizontal del fondo plana está situado sobre un terreno con pendiente, se debe adoptar la máxima altura entre el terreno y el fondo del edificio considerando todas las caras del mismo como altura efectiva de elevación sobre el plano de referencia, h_B . Este criterio se usa para asegurar valores conservadores de la presión dinámica en edificios de más de **20 metros** de altura.

Para edificios elevados por encima de un estacionamiento, h_B es la distancia entre el fondo del edificio y la parte superior de la playa de estacionamiento que está debajo. Sin embargo, la altura que se usa para calcular la presión dinámica de referencia continúa siendo la altura de la superficie del fondo del edificio respecto al plano de referencia más el **25 %** de la altura del edificio por encima.

Tabla 5.4-1. Pasos para calcular cargas de viento sobre Componentes y Revestimientos de edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos con $h > 20$ m

- | |
|--|
| <p>Paso 1: Establecer la categoría de riesgo, ver Tabla 1.14-1.</p> <p>Paso 2: Obtener la velocidad básica de viento, V para la categoría de riesgo de aplicación, ver Figuras 1.5-1 A-D.</p> <p>Paso 3: Establecer los parámetros de carga de viento:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. • Categoría de exposición, B, C o D, ver artículo 1.7. • Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. • Clasificación de cerramiento, ver artículo 1.10. • Coeficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11 y Tabla 1.11-1. • Factor de altitud, K_e, ver artículo 1.12. <p>Paso 4: Calcular el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h, ver Tabla 1.13-1.</p> <p>Paso 5: Calcular las presiones dinámicas q correspondientes según artículo 5.4.2, ver expresión (1.13-1).</p> <p>Paso 6: Obtener el coeficiente de presión externa, (GC_p),</p> <ul style="list-style-type: none"> • paredes, ver Figura 5.4-1, • cubiertas con $\theta < 10^\circ$, ver Figura 5.4-1, • cubiertas con $\theta \geq 10^\circ$, ver Figuras 5.3-2A-G o 5.3-5B, • cubiertas en forma de cúpula, ver Figura 5.3-7, • cubiertas abovedadas, ver Figura 5.3-8, • superficie horizontal inferior de edificios elevados, ver artículo 5.4.2.1. <p>Paso 7: Calcular la presión de viento, p, expresión (5.4-1).</p> |
|--|

PARTE 3: EDIFICIOS ABIERTOS

Nota para el Usuario: Utilice la **Parte 3 del Capítulo 5** para calcular las presiones de viento sobre componentes y revestimientos (C&R) de *edificios abiertos* que tienen cubiertas de vertiente única, a dos aguas o a dos aguas con diedro negativo. Estas disposiciones se basan en el Procedimiento Direccional con presiones de viento calculadas mediante la expresión específica que sea de aplicación para cada superficie de cubierta.

5.5. TIPOS DE EDIFICIOS

Las disposiciones del artículo 5.5 se aplican a edificios abiertos de todas las alturas que tengan cubierta aislada de vertiente única, a dos aguas, o a dos aguas con diedro negativo. Los pasos necesarios para el cálculo de las cargas de viento sobre componentes y revestimientos para este tipo de edificios se muestran en la **Tabla 5.5-1**.

C 5.5. TIPOS DE EDIFICIOS

Para determinar las cargas sobre elementos componentes y revestimientos para cubiertas de edificios abiertos usando las **Figuras 5.5-1, 5.5-2 y 5.5-3**, es importante para el diseñador estructural notar que el coeficiente de presión neta C_N está basado en las contribuciones de las superficies superior e inferior de la cubierta. Esto implica que el elemento recibe carga de ambas superficies. Este no sería el caso si la superficie inferior de la cubierta estuviera separada estructuralmente de la superficie superior de la cubierta. En este caso, los coeficientes de presión se deben separar para el efecto de las presiones de arriba y abajo, o conservativamente, cada superficie se podría diseñar usando el valor de C_N de las **Figuras 5.5-1, 5.5-2 y 5.5-3**.

5.5.1. Condiciones

Las disposiciones del artículo 5.5.2 para el cálculo de presiones de viento de diseño sobre componentes y revestimientos son aplicables a edificios con $0,25 \leq h/L \leq 1,0$ y $\theta \leq 45^\circ$, como se indica en las Figuras para cada tipo de construcción.

5.5.2. Presiones de viento de diseño

La presión neta de viento de diseño para elementos de componentes y revestimientos de edificios abiertos de todas las alturas con cubierta de vertiente única, cubierta a dos aguas, o cubierta a dos aguas con diedro negativo se debe calcular mediante la siguiente expresión:

$$p = q_h G C_N \quad (5.5-1)$$

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m^2 ;
- q_h presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta, h , usando la exposición que se define en el artículo 1.7.3 que resulta de en las cargas de viento más elevadas para cualquier dirección de viento en el lugar;
- G factor de efecto de ráfaga del artículo 1.9, y
- C_N coeficiente de presión neta dado en:
 - **Figura 5.5-1** para cubierta de vertiente única,
 - **Figura 5.5-2** para cubierta a dos aguas,
 - **Figura 5.5-3** para cubierta a dos aguas con diedro negativo.

Los coeficientes de presión neta, C_N , incluyen las contribuciones de las superficies superior e inferior. Se deben investigar todos los casos de carga que se muestran para cada ángulo de cubierta.

Los signos más y menos significan presión actuando hacia y alejándose desde la superficie superior de la cubierta, respectivamente.

Tabla 5.5-1. Pasos para calcular cargas de viento sobre componentes y revestimientos de edificios abiertos

Paso 1:	Establecer la categoría de riesgo, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2:	Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo aplicable, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3:	Adoptar los parámetros de carga de viento: - Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. - Categoría de exposición, B, C o D, ver artículo 1.7. - Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. - Factor de efecto de ráfaga, G, ver artículo 1.9. - Factor de altitud K_e, ver artículo 1.12 y Tabla 1.12-1.
Paso 4:	Calcular el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , Ver Tabla 1.13-1 .
Paso 5:	Calcular la presión dinámica q_h , ver expresión (1.13-1).
Paso 6:	Obtener los coeficientes de presión neta, C_N , - cubierta de vertiente única, ver Figura 5.5-1, - cubierta a dos aguas, ver Figura 5.5-2, - cubierta a dos aguas con diedro negativo, ver Figura 5.5-3.
Paso 7:	Calcular la presión de viento, p , expresión (5.5-1).

PARTE 4: ACCESORIOS, EQUIPAMIENTOS Y ESTRUCTURAS SOBRE TECHOS DE EDIFICIOS

Nota para el usuario: Utilice la **Parte 4 del Capítulo 5** para calcular presiones de viento para componentes y revestimientos sobre voladizos de cubierta y parapetos de edificios. Estas disposiciones están basadas en el Procedimiento Direccional *con presiones de viento calculadas a partir de expresiones específicas* aplicables a cada superficie de voladizos de cubierta o parapetos.

5.6. PARAPETOS

La presión de viento de diseño para elementos de componentes y revestimientos de parapetos de edificios de todos los tipos y alturas se debe obtener de la siguiente expresión:

$$p = q_p [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad (5.6-1)$$

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m²;
- q_p presión dinámica evaluada en la parte superior del parapeto;
- (GC_p) coeficiente de presión externa dado en:
 - Figura 5.3-1** para paredes con $h \leq 20$ m,
 - Figuras 5.3-2 A a 5.3-2 G** para cubiertas planas, cubiertas a dos aguas y cubiertas

a cuatro aguas,

- **Figura 5.3-3** para cubiertas escalonadas,
- **Figura 5.3-4** para cubiertas a dos aguas múltiples,
- **Figuras 5.3-5 A y 5.3-5 B** para cubiertas de vertiente única,
- **Figura 5.3-6** para cubiertas en diente de sierra,
- **Figura 5.3-7** para cubiertas en forma de cúpula de todas las alturas,
- **Figura 5.4-1** para paredes y cubiertas planas con $h > 20$ m,
- **Figura 5.3-8**, para cubiertas abovedadas.

(GC_{pi}) coeficiente de presión interna de **Tabla 1.11-1**, basado en la porosidad de la envolvente del parapeto.

Se considerarán dos casos de carga, ver **Figura 5.6-1**:

Caso de carga A: Parapeto a Barlovento: consiste en aplicar la correspondiente presión positiva de pared de la **Figura 5.3-1** ($h \leq 20$ m) o **Figura 5.4-1** ($h > 20$ m) a la superficie de barlovento del parapeto mientras se aplica la correspondiente presión negativa de zona de borde o esquina de cubierta de **Figuras 5.3-2 (A a G), 5.3-3, 5.3-4, 5.3-5 (A o B), 5.3-6, 5.3-7, 5.3-8** o **Figura 5.4-1** ($h > 20$ m), lo que sea de aplicación, a la superficie de sotavento del parapeto.

Caso de carga B: Parapeto a Sotavento: consiste en aplicar la correspondiente presión positiva de pared de la **Figura 5.3-1** ($h \leq 20$ m) o la **Figura 5.4-1** ($h > 20$ m) a la superficie de barlovento del parapeto mientras se aplica la correspondiente presión negativa de pared de la **Figura 5.3-1** ($h \leq 20$ m) o la **Figura 5.4-1** ($h > 20$ m) a la superficie de sotavento. Las zonas de borde y esquina se disponen como se muestra en las Figuras que sean de aplicación, (GC_p) se debe determinar para el ángulo de cubierta y área de viento efectiva apropiados de las Figuras que sean aplicables.

Si existe presión interna, se deben evaluar ambos casos de carga bajo la acción de la presión interna positiva y negativa.

Los pasos necesarios para el cálculo de las cargas de viento sobre componentes y revestimientos de parapetos se muestran en la **Tabla 5.6-1**.

Tabla 5.6-1. Pasos para calcular cargas de viento sobre componentes y revestimientos de parapetos

Paso 1:	Establecer la categoría de riesgo, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2:	Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo de aplicación, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3:	Obtener los parámetros de carga de viento: - Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. - Categoría de exposición, B, C o D, ver artículo 1.7. - Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. - Factor de altitud, K_e, ver artículo 1.12 y Tabla 1.12-1. - Clasificación de cerramiento, ver artículo 1.10. - Coefficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11 y Tabla 1.11-1.
Paso 4:	Calcular el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_h , en el borde superior del parapeto, ver Tabla 5.3-1 .
Paso 5:	Calcular la presión dinámica q_p , en el borde superior del parapeto, usando la expresión (1.13-1).
Paso 6:	Obtener el coeficiente de presión externa para superficies de pared y cubierta adyacentes al parapeto, (GC_p) , - paredes con $h \leq 20$ m, ver Figura 5.3-1, - cubiertas planas, cubiertas a dos y a cuatro aguas, ver Figuras 5.3-2 A a 5.3-2 G, - cubiertas escalonadas, ver Figura 5.3-3, - cubiertas a dos aguas múltiples, ver Figura 5.3-4, - cubiertas de vertiente única, ver Figuras 5.3-5 A y 5.3-5 B, - cubiertas en diente de sierra, ver Figura 5.3-6, - cubiertas en forma de cúpula de todas las alturas, ver Figura 5.3-7, - paredes y cubiertas planas con $h > 20$ m, ver Figura 5.4-1, - cubiertas abovedadas, ver Figuras 5.3-8.
Paso 7:	Calcular la presión de viento, p , usando la expresión (5.6-1) sobre las caras a barlovento y sotavento del parapeto, considerando dos casos de carga (Casos A y B) como se muestra en la Figura 5.6-1 .

5.7. VOLADIZOS DE CUBIERTA

La presión de viento de diseño para voladizos de cubierta de edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos de todas las alturas se debe calcular a partir de la siguiente expresión:

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad (5.7-1)$$

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m^2 ;
- q_h presión dinámica del artículo 1.13 evaluada a la altura media de cubierta, h , usando la exposición definida en el artículo 1.7.3;
- (GC_p) coeficiente de presión externa calculado como la suma de las contribuciones del (GC_p) para la superficie superior del voladizo, obtenido de la Figura correspondiente a la zona de cubierta donde se ubica el voladizo (**Figuras 5.3-2 A a G, 5.3-3, 5.3-4, 5.3-5, 5.3-6 o 5.4-1**) y el (GC_p) para la superficie inferior, tomado igual a la zona de pared adyacente según la **Figura 5.3-1** y ajustado al área efectiva de viento;
- (GC_{pi}) coeficiente de presión interna dado en **Tabla 1.11-1**. Cuando la separación de las superficies superior e inferior del voladizo no configure un volumen interno, se tomará $(GC_{pi}) = 0$.

Los pasos necesarios para el cálculo de cargas de viento sobre componentes y revestimientos de voladizos de cubierta se presentan en **Tabla 5.7-1**.

Tabla 5.7-1. Pasos para calcular cargas de viento sobre componentes y revestimientos de voladizos de cubierta

Paso 1: Establecer la categoría de riesgo, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2: Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo de aplicación, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3: Obtener los parámetros de carga de viento: • Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. • Categoría de exposición, B, C o D, ver artículo 1.7. • Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. • Factor de altitud, K_e, ver artículo 1.12 y Tabla 1.12-1. • Clasificación de cerramiento, ver artículo 1.10. • Coeficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11 y Tabla 1.11-1.
Paso 4: Calcular el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_h , ver Tabla 5.3-1 .
Paso 5: Calcular la presión dinámica q_h , en la altura media de cubierta, h , usando la expresión (1.13-1).
Paso 6: Obtener el coeficiente de presión externa, (GC_p) , como la composición del coeficiente en la superficie superior, obtenido para: • cubiertas planas, cubiertas a dos y a cuatro aguas, ver Figuras 5.3-2 A a 5.3-2 G, • cubiertas escalonadas, ver Figura 5.3-3, • cubiertas a dos aguas múltiples, ver Figura 5.3-4, • cubiertas de vertiente única, ver Figuras 5.3-5 A y 5.3-5 B, • cubiertas en diente de sierra, ver Figura 5.3-6, • edificios con $h > 20$ m, ver Figura 5.4-1, y para paredes, obtenido según Figura 5.3-1 o 5.4-1.
Paso 7: Calcular la presión de viento, p , utilizando la expresión (5.7-1), referirse a la Figura 5.7-1 .

5.8. ESTRUCTURAS Y EQUIPAMIENTOS SOBRE TECHOS DE EDIFICIOS

La presión sobre componentes y revestimientos de cada pared de una estructura sobre techo debe ser igual a la fuerza lateral calculada según el artículo 4.5.1 dividida por el área de la superficie de pared respectiva de la estructura sobre el techo y se debe considerar que actúa hacia el interior y hacia el exterior.

La presión sobre componentes y revestimientos de la cubierta del equipamiento o estructura debe ser igual a la fuerza vertical de levantamiento calculada de acuerdo con el artículo 4.5.1 dividida por el área proyectada horizontal de la cubierta de la estructura sobre techo y se debe considerar que actúa en dirección hacia arriba.

5.9. ALEROS ADOSADOS A PAREDES DE EDIFICIOS

La presión de viento de diseño para aleros adosados a las paredes de edificios se calcula con la siguiente expresión:

$$p = q_h (GC_p) \quad (5.9-1)$$

C 5.9. ALEROS ADOSADOS A PAREDES DE EDIFICIOS

Las disposiciones de esta sección se basan en los resultados de ensayos en túnel de viento reportados por Zisis y Stathopoulos (2010); Zisis y asoc. (2011); Candelario y asoc. (2014); Zisis y asoc. (2017); Sakib y asoc. (n.d.); y Naeiji y asoc. (2020). Los datos experimentales que se disponen para esta tipología son

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m^2 ;
 q_h presión dinámica del artículo 1.13 evaluada a la altura media de cubierta, h , usando la exposición definida en el artículo 1.7.3;
 (GC_p) coeficiente de presión neta para aleros adosados a paredes dado en las **Figuras 5.9-1A-B** (para edificios con $h \leq 20 \text{ m}$) y **5.9-2A-B** (para edificios con $h > 20 \text{ m}$) para la contribución de las superficies superior e inferior respectivamente y su efecto neto combinado.

Los pasos necesarios para el cálculo de cargas de viento sobre componentes y revestimientos de aleros adosados a paredes se presentan en **Tabla 5.9-1**.

Excepción:

1. Como alternativa al uso de (GC_p) de la **Figura 5.9-2A** para edificios con altura media de cubierta entre **20 m** y **30 m**, el valor de (GC_p) puede ser interpolado linealmente para la altura media de cubierta de **20 m** de la **Figura 5.9-1A** y el valor para altura media de cubierta de **30 m** de la **Figura 5.9-2A** para cada relación h_c/h_e del alero adosado.
2. Como alternativa al uso de (GC_{pn}) de la **Figura 5.9-2B** para edificios con altura media de cubierta entre **20 m** y **30 m**, el valor de (GC_{pn}) puede ser interpolado linealmente para la altura media de cubierta de **20 m** de la **Figura 5.9-1B** y el valor para altura media de cubierta de **30 m** de la **Figura 5.9-2B** para cada relación h_c/h_e del alero adosado.

limitados y por ello se restringe la aplicabilidad de esta sección a aleros planos con pendiente menor o igual a **2 %**. Las **Figuras 5.9-1A** y **5.9-1B** se usan para edificios de hasta **20 m** de alto, y las **Figuras 5.9-2A** y **5.9-2B** se usan para edificios de más de **20 m** de alto. Los aleros adosados son diferentes de los voladizos de cubierta, que son simplemente extensiones de las cubiertas, de igual pendiente.

Para edificios de hasta **20 m** de alto con aleros con dos superficies físicas, se necesita aplicar ambas **Figuras: 5.9-1A** y **5.9-1B**. La **Figura 5.9-1A**, que especifica los coeficientes sobre las superficies superior e inferior por separado, se usa para dimensionar las fijaciones de los elementos de la superficie superior e inferior. La **Figura 5.9-1B** se usa para dimensionar la estructura del alero (por ejemplo, vigas, columnas y fijaciones al edificio). Si el alero consta de una única superficie, solo se aplica la **Figura 5.9-1B**. Para edificios de más de **20 m** de alto se procede de forma análoga con las **Figuras 5.9-2A** y **5.9-2B**.

Los valores de (GC_p) de las figuras se dan en formato de ecuación en las **Tablas C 5.9-1** a **C 5.9-4**.

Tabla 5.9-1. Pasos para calcular cargas de viento sobre aleros adosados a paredes de edificios

Paso 1:	Establecer la categoría de riesgo, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2:	Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo de aplicación, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3:	Obtener los parámetros de carga de viento: • Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. • Categoría de exposición, B, C o D, ver artículo 1.7. • Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. • Factor de altitud, K_e, ver artículo 1.12 y Tabla 1.12-1.
Paso 4:	Calcular el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_h , ver Tabla 1.13-1 .
Paso 5:	Calcular la presión dinámica q_h , en la altura media de cubierta, h , usando la expresión (1.13-1).
Paso 6:	Obtener el coeficiente de presión por superficie (GC_p) o de presión neta (GC_{pn}) , usando las Figuras 5.9-1A-B (para edificios con $h \leq 20 \text{ m}$) o las Figuras 5.9-2A-B (para edificios con $h > 20 \text{ m}$).
Paso 7:	Calcular la presión de viento, p , utilizando la expresión (5.9-1).

Tabla C 5.9-1. Coeficientes de presión sobre superficies de aleros adosados a edificios con $h \leq 20$ m (ver Figura 5.9-1A)

Valores negativos para superficie superior	$GC_p = -1,15$ $GC_p = -1,15 + 0,4 \log (A)$ $GC_p = -0,75$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$
Valores negativos para superficie inferior	$GC_p = -0,8$ $GC_p = -0,8 + 0,15 \log (A)$ $GC_p = -0,65$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$
Valores positivos para ambas superficies	$GC_p = 0,8$ $GC_p = 0,8 - 0,2 \log (A)$ $GC_p = 0,6$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.9-2. Coeficientes de presión neta sobre aleros adosados a edificios con $h \leq 20$ m (ver Figura 5.9-1B)

Valores negativos para $0,9 \leq h_c/h_e \leq 1$	$GC_p = -1,4$ $GC_p = -1,4 + 0,3 \log (A)$ $GC_p = -1,1$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$
Valores negativos para $0,5 < h_c/h_e < 0,9$	$GC_p = -0,9$ $GC_p = -0,9 + 0,25 \log (A)$ $GC_p = -0,65$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$
Valores negativos para $h_c/h_e \leq 0,5$	$GC_p = -0,6$ $GC_p = -0,6 + 0,1 \log (A)$ $GC_p = -0,5$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$
Valores positivos para todo h_c/h_e	$GC_p = 0,9$ $GC_p = 0,9 - 0,25 \log (A)$ $GC_p = 0,65$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.9-3. Coeficientes de presión sobre superficies de aleros adosados a edificios con $h > 20$ m (ver Figura 5.9-2A)

Valores negativos para superficie superior	$GC_p = -1,9$ $GC_p = -1,9 + 0,2 \log (A)$ $GC_p = -2,4 + 0,7 \log (A)$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $10,0 < A \leq 100 \text{ m}^2$
Valores negativos para superficie inferior	$GC_p = -1,0$ $GC_p = -1,0 + 0,2 \log (A)$ $GC_p = -1,1 + 0,3 \log (A)$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $10,0 < A \leq 100 \text{ m}^2$
Valores positivos para ambas superficies	$GC_p = 0,8$ $GC_p = 0,8 - 0,2 \log (A)$ $GC_p = 0,6$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$

Tabla C 5.9-4. Coeficientes de presión neta sobre aleros adosados a edificios con $h > 20$ m (ver Figura 5.9-2B)

Valores negativos para $0,9 \leq h_c/h_e \leq 1$	$GC_p = -2,3$ $GC_p = -2,3 + 0,2 \log (A)$ $GC_p = -3,0 + 0,9 \log (A)$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $10,0 < A \leq 100 \text{ m}^2$
Valores negativos para $0,1 < h_c/h_e < 0,9$	$GC_p = -1,3$ $GC_p = -1,3 + 0,55 \log (A)$ $GC_p = -0,75$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$
Valores positivos para todo h_c/h_e	$GC_p = 0,9$ $GC_p = 0,9 - 0,25 \log (A)$ $GC_p = 0,65$	$A \leq 1,0 \text{ m}^2$ $1,0 < A \leq 10,0 \text{ m}^2$ $A > 10,0 \text{ m}^2$

PARTE 5: OTROS TIPOS DE ESTRUCTURAS

5.10. SILOS, TANQUES Y RECIPIENTES CILÍNDRICOS VERTICALES CON $h \leq 40$ m

Las presiones de viento en las superficies de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados se calculan según los artículos 5.10.1 a 5.10.5.

Los silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales de similar tamaño con espaciamiento de centro a centro mayor que **2 diámetros** se tratan como estructuras aisladas. Para espaciamientos menores de **1,25 diámetros**, las estructuras se tratan como agrupadas y las presiones de viento se calculan según el artículo 5.10.6. Para espaciamientos intermedios los valores de C_p o C_f se obtienen por interpolación lineal. Los pasos requeridos para el cálculo se muestran en la **Tabla 5.10-1**.

C 5.10. SILOS, TANQUES Y RECIPIENTES CILÍNDRICOS VERTICALES CON $h \leq 40$ m

El artículo 5.10 contiene las recomendaciones para evaluar las presiones de viento sobre las paredes y techos de silos y tanques. Los resultados de silos aislados y agrupados se basan mayormente en Standards Australia (2011) y en los ensayos de viento de Sabransky and Melbourne (1987) y Macdonald y asoci. (1988, 1990). En los ensayos en túnel de viento se encontraron incrementos significativos en las presiones medias de silos agrupados, por ello las especificaciones de silos y tanques agrupados se incluyen en esta sección.

Tabla 5.10-1. Pasos para calcular cargas de viento sobre: Silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales.

Paso 1:	Establecer la categoría de riesgo, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2:	Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo de aplicación, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3:	Obtener los parámetros de carga de viento: - Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. - Categoría de exposición, B, C o D, ver artículo 1.7. - Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. - Clasificación de cerramiento, ver artículo 1.10. - Coefficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11 y Tabla 1.11-1. - Factor de altitud, K_e, ver artículo 1.12 y Tabla 1.12-1.
Paso 4:	Calcular el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_h , ver Tabla 1.13-1 .
Paso 5:	Calcular la presión dinámica q_h , en la altura media de cubierta, h , usando la expresión (1.13-1).
Paso 6:	Obtener el coeficiente de presión por superficie (GC_p), - paredes, ver artículos 5.10.2 y 5.10.6. - cubiertas, ver artículos 5.10.4 y 5.10.6.
Paso 7:	Calcular la presión de viento, p , utilizando la expresión (5.10-1).

5.10.1. Presión de viento de diseño

La presión de viento de diseño en componentes y revestimientos (C&R) de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados se calcula con la siguiente expresión:

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad (5.10-1)$$

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m²;
- q_h presión dinámica del artículo 1.13 evaluada a la altura media de cubierta, h , usando la exposición definida en el artículo 1.7.3;
- (GC_p) coeficiente de presión externa dado en:
 - artículo 5.10.2 para las paredes,

- artículo 5.10.4 para los techos,
- artículo 5.10.5 para las superficies inferiores;

(GC_{pi}) coeficiente de presión interna dado en **Tabla 1.11-1** y artículo 5.10.3.

5.10.2. Paredes externas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados

Las presiones externas en paredes de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados se calculan con los coeficientes de presión externa (GC_p) en función del ángulo α con la expresión (5.10-2), para el rango de relaciones de dimensiones que se indica.

$$C_{p(\alpha)} = k_b C_{(\alpha)} \quad (5.10-2)$$

donde el cilindro de diámetro D está apoyado en el suelo o soportado por columnas que lo separan una altura C menor que la altura del cilindro H , como se muestra en la **Figura 5.10-1**.

La relación H/D está dentro del rango **0,25 a 4,0** inclusive, el ángulo α se mide entre la dirección del viento y el punto de la pared analizado, en grados.

$$k_b = 1,0 \quad \text{para } C_{(\alpha)} \geq -0,15$$

$$k_b = 1,0 - 0,55(C_{(\alpha)} + 0,15) \log_{10}(H/D) \quad \text{para } C_{(\alpha)} < -0,15 \quad (5.10-3)$$

$$C_{(\alpha)} = -0,5 + 0,4 \cos \alpha + 0,8 \cos 2\alpha + 0,3 \cos 3\alpha - 0,1 \cos 4\alpha - 0,05 \cos 5\alpha \quad (5.10-4)$$

La **Figura 5.10-1** proporciona los coeficientes de presión externa para paredes (GC_p), incluyendo la distribución gráfica de los mismos, alrededor del perímetro de la pared.

5.10.3. Presiones en las superficies interiores de las paredes exteriores de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados y abiertos en la parte superior

Las presiones en las superficies interiores de las paredes exteriores de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales abiertos en la parte superior se calculan con la expresión (5.10-5).

$$(GC_{pi}) = -0,9 - 0,35 \log_{10}(H/D) \quad (5.10-5)$$

C 5.10.2. Paredes externas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados

Este artículo especifica los coeficientes de presión externa $C_p(\alpha)$ para las paredes de recipientes cilíndricos, silos y tanques. Los coeficientes de presión para silos aislados se adoptan de *AS/NZS 1170.2:2011* (Standards Australia, 2011). Se hace notar que a diferencia de ASCE 7-22, en este reglamento se especifica el valor de $C_p(\alpha)$ en la expresión (5.10-2) (equivalente a la (30.10-2) de *ASCE 7*) en lugar de ($GC_p(\alpha)$). Esto está en línea con el formato de *CIRSOC 102-2005* y equipara el valor de la carga de diseño a lo que se obtendría aplicando la norma *AS/NZS 1170.2:2011*; de otra manera habría una sobreestimación respecto a estos criterios.

C 5.10.3. Presiones en las superficies interiores de las paredes exteriores de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados y abiertos en la parte superior

Esta sección especifica los coeficientes de presión interna (GC_{pi}) para las paredes de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales. Los coeficientes de presión (GC_{pi}) se adoptan de Standards Australia (2011). En base a los resultados de ensayos en túnel de viento, las presiones medias sobre paredes para silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales con la parte superior abierta son diferentes de aquellos con techos cónicos o planos. La **Tabla C 5.10-1** lista los coeficientes de presión media ($GC_p - (GC_{pi})$) para silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales con la parte superior abierta en base a las expresiones (5.10-2) y (5.10-5). La distribución de presión alrededor del perímetro de la pared se muestra en la **Figura C 5.10-1**.

Tabla C 5.10-1. Coeficientes medios de presión ($GC_p - (GC_{pi})$) para tanques abiertos en la parte superior

Ángulo α	Relación de aspecto H/D					
	0,25	0,50	1	2	3	4
0°	1,69	1,80	1,9	2	2,07	2,11
15°	1,39	1,50	1,6	1,7	1,77	1,81
30°	0,99	1,10	1,2	1,3	1,37	1,41
45°	0,39	0,50	0,6	0,7	0,77	0,81
60°	-0,01	-0,01	-0,01	-0,1	-0,13	-0,09
75°	-0,11	-0,31	-0,5	-0,7	-0,83	-0,89
90°	-0,11	-0,31	-0,5	-0,7	-0,83	-0,89
105°	-0,01	-0,11	-0,2	-0,3	-0,33	-0,29
120°	0,09	0,10	0,2	0,2	0,27	0,21
135°	0,29	0,30	0,4	0,5	0,47	0,51
150°	0,29	0,40	0,5	0,5	0,57	0,61
165°	0,29	0,40	0,5	0,5	0,57	0,61
180°	0,29	0,40	0,5	0,5	0,57	0,61

5.10.4. Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados

Las presiones externas sobre las cubiertas o tapas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados se calcularán con los coeficientes de presión externa (GC_p) dados en la **Figura 5.10-2** para las Zonas 1, 2, 3 y 4.

La Zona 3 es aplicable a los bordes a barlovento de cubiertas con un ángulo de inclinación menor o igual a 30° , y la Zona 4 es aplicable a la región cercana al ápex del cono para cubiertas con un ángulo de inclinación mayor a 15° . Las áreas a las que se aplica cada valor se muestran en la **Figura 5.10-2**.

C 5.10.4. Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados

Esta sección especifica los coeficientes de presión externa (GC_p) para cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales. Como se muestra en la **Figura 5.10-2**, se cubren dos condiciones: cubiertas de Clase 1, que tienen un ángulo $\theta < 10^\circ$, y cubiertas de Clase 2, que tienen $10^\circ \leq \theta \leq 30^\circ$. Las Zonas 1 se definen de forma distinta para cada clase. Para la Clase 1, la Zona 1 se incrementan con la altura. Para la Clase 2, se incrementa con el diámetro. Las presiones de la Zona 3 corresponden a las presiones locales cerca de los bordes de barlovento de ambas clases, mientras que la Zona 4 corresponde a la zona cerca del ápex sólo de las estructuras de Clase 2. La **Figura C 5.10-2** es la representación gráfica de la vista en elevación para los coeficientes de presión externa (GC_p). Para las cubiertas de Clase 1, los coeficientes de presión externa se basan en comparaciones con cubiertas en forma de cúpula y cubiertas planas del **Capítulo 27** de **ASCE 7-10**, para máximas condiciones de sustentación. Los resultados de cubiertas de Clase 2 son consistentes con Sabransky and Melbourne (1987) y Macdonald y asoc. (1988).

5.10.5. Superficie inferior de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados, separados del suelo

Los valores de (GC_p) para la superficie inferior de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados separados del suelo se tomará igual a **1,2** y **-0,9** para la Zona 3 y **0,8** y **0,6** para las Zonas 1 y 2, como se muestra en la **Figura 5.10-2**.

5.10.6. Cubiertas y paredes de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales agrupados

Para los grupos con espaciamientos menores que **1,25D**, los coeficientes de presión externa (GC_p) se tomarán de la **Figura 5.10-3** para las Zonas 1, 2, 3a,

C 5.10.6. Cubiertas y paredes de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales agrupados

Los valores de (GC_p) para cubiertas y paredes de silos agrupados se basan mayormente en **AS/NZS 1170.2** (Standards Australia, 2011) y en ensayos en túnel de viento

3b y 4 para cubiertas y de la **Figura 5.10-4** para Zonas 5a, 5b, 8 y 9 para paredes.

de Sabransky and Melbourne (1987) y Macdonald y asoc. (1990). Los resultados de Sabransky and Melbourne (1987) sobre un grupo de tres silos alineados con un espacio igual a **0,25D** entre paredes adyacentes (**1,25D** de centro a centro) indicaron que los coeficientes de presión media en las zonas próximas al espacio entre silos se incrementaron **70 %** en relación a un silo aislado. Un resultado similar se observó sobre el techo en la zona cercana a la pared. Se concluyó que un espaciamiento de **0,25D** produce la máxima interferencia entre dos cilindros finitos.

Los resultados de Macdonald y asoc. (1990) sobre un grupo de cinco silos alineados, con varios espaciamientos entre centros, indicaron que la región de presión positiva en la cara a barlovento abarca un sector de ángulo de circunferencia mayor que en el caso de un silo aislado; y que altas presiones medias negativas ocurren cerca del punto de mínima distancia entre silos adyacentes y en la esquina exterior de los grupos.

5.10.7. Fuerza total de empuje en las paredes

La fuerza total de empuje para la pared de depósitos, silos y tanques circulares, elevados o apoyados sobre el terreno, se calcula con la expresión:

$$F_e = 0,63 q_h D H \quad (5.10-7)$$

donde:

F_e fuerza total de empuje en la pared, en N;
 q_h presión dinámica del artículo 1.13 evaluada a la altura h , usando la exposición definida en el artículo 1.7.3.

5.11. PANELES SOLARES SOBRE CUBIERTAS DE EDIFICIOS DE TODAS LAS ALTURAS CON CUBIERTAS PLANAS O A DOS AGUAS CON INCLINACIONES MENORES A 7°

Las presiones de viento de diseño para módulos y paneles solares ubicados en cubiertas se calculan de acuerdo con el artículo 4.5.3 para conjuntos que cumplan los requerimientos geométricos del artículo 4.5.3.

5.12. SOLADOS DE CUBIERTAS DE EDIFICIOS DE TODAS LAS ALTURAS CON INCLINACIONES MENORES O IGUALES A 7°

Las presiones de diseño netas de levantamiento para las piezas de solados de cubiertas de edificios de todas las alturas con inclinaciones menores o iguales a 7° se calculan con la siguiente expresión:

$$p = q_h C_{Lnet} \quad (5.12-1)$$

C 5.12. SOLADOS DE CUBIERTAS DE EDIFICIOS DE TODAS LAS ALTURAS CON INCLINACIONES MENORES O IGUALES A 7°

Es frecuente la colocación sobre techos de piezas de solado apoyadas sin fijaciones, con huelgos entre ellas y con un espacio debajo, entre las piezas y la membrana, usando accesorios de apoyo, tales como pedestales. Los huelgos entre piezas y otras aberturas que también pueden estar presentes cuando se trata de piezas porosas afectan sustancialmente la presión neta de sustentación (Irwin y asoc., 2012; Asghari Mooneghi y asoc., 2014, 2016, 2017). El efecto de ecualización de presiones es similar al

donde:

- p presión de viento de diseño, en N/m^2 ;
- q_h presión dinámica del artículo 1.13 evaluada a la altura media de cubierta, h , de la cubierta sobre la cual el solado está colocado, usando la exposición definida en el artículo 1.7.3;
- C_{Lnet} Coeficiente de presión neta de levantamiento, tomado como:
- el valor del coeficiente de presión externa, GC_p , de las **Figuras 5.3-2A y 5.4-1**, o bien,
 - obtenido por ensayos aprobados realizados de acuerdo con el **Capítulo 6**, o bien,
 - obtenidos por métodos descriptos en literatura reconocida.

observado en paneles solares montados paralelos a la superficie del techo (Kopp, 2013, Stenabaugh y asoc., 2015; Banks, 2012). Las sustentaciones más altas ocurren generalmente cerca de los bordes del techo, particularmente cerca de las esquinas, donde aparecen vórtices que causan altas succiones localizadas. La ecualización de presión, que depende del tamaño de los huecos entre las piezas de solado y la altura de los pedestales sobre los cuales se los monta, ayuda a reducir la sustentación neta comparada con la presión externa calculada para un techo. Entonces, si se usa coeficientes de presión externa del techo para el diseño de solados de cubierta, opción (a) en el artículo 5.12, generalmente resulta en un diseño conservador.

La alternativa (b) en el artículo 5.12 permite determinar efectos de ecualización de presión sobre las piezas de solado mediante ensayos en túnel de viento. Estos ensayos son de dos tipos: medición de C_{Lnet} por integración de presiones netas entre la superficie superior e inferior; y medición directa de la velocidad de viento al nivel de la cubierta al cual se inicia la voladura, a partir de la cual el valor efectivo de C_{Lnet} puede ser inferido. En ensayos en túnel de viento se deben considerar los siguientes factores:

- Geometría del edificio y la cubierta;
- Relación del tamaño del hueco entre piezas de solado y la altura de los pedestales sobre los cuales van montados (d_g/h_g);
- Interconexión entre las piezas de solado mediante cintas u otros medios que incrementen el área afectiva sobre el cual actúe la sustentación, y por lo tanto el peso que puede ser sustentado;
- Efectos dinámicos que impidan a las piezas de solado responder instantáneamente a fuerzas de sustentación de corta duración; y
- Efectos de altura de parapeto.

La alternativa (c) en el artículo 5.12 permite el uso de métodos de la literatura reconocida. Los métodos deben tomar en cuenta los cinco factores mencionados anteriormente. Para piezas de solado colocadas directamente sobre la membrana de la cubierta como parte de un sistema de lastre, se dispone de guías en **ANSI/SRPI RP-4** (2013) para alturas de cubierta menores de **46 m**.

PARTE 6: EDIFICIOS DE BAJA ALTURA – PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO

Nota para el usuario: La **Parte 6 del Capítulo 5** es un método simplificado para el cálculo de las presiones de viento para los C&R de edificios cerrados o parcialmente cerrados de diafragma simple cuya altura es $h \leq 10$ m. Las presiones de viento se obtienen directamente de una Tabla. El edificio debe tener una forma de planta y geometría de cubierta semejante a las Figuras presentadas. Este método es una simplificación del método tradicional “para todas las alturas”, contenido en la Parte 1 de este capítulo.

El procedimiento que se describe en el artículo 5.13 es equivalente al Procedimiento Simplificado del **Capítulo 4** de **CIRSOC 102-2005**. A diferencia de aquél no es necesario adoptar un Factor de Importancia y la Velocidad Básica de Viento se adopta de uno de los tres mapas de las

Figuras 1.5-1 A-C conforme a la Categoría de Riesgo; lo cual se relaciona a cambios generales en la estructura del Reglamento y no específicamente a este procedimiento simplificado. Debido a que las figuras de donde se extraen los coeficientes de carga para construir las tablas de valores de este método son diferentes en esta revisión a las de **CIRSOC 102-2005**, se limitó el método a inclinaciones de cubierta de hasta 7° para mantener la consistencia del procedimiento entre una y otra revisión. Los dieciséis valores de velocidades de viento con que se entra a la **Tabla 5.13-2** se eligieron para que el usuario aplique el método en una amplia variedad de casos sin necesidad de hacer interpolaciones. Esos dieciséis valores comprenden las estructuras de categoría I, II, III y IV de CABA, Córdoba, Corrientes, Formosa, Posadas, Resistencia, Rosario, Salta, San Juan, San Luis, San Miguel de Tucumán y Santa Rosa; y estructuras de categoría I y II de Bahía Blanca, Rawson, Río Gallegos, Ushuaia y Viedma. Además, las especificaciones se desdoblaron en las correspondientes a SPRFV, que están en la Parte 2 del **Capítulo 2**, y las correspondientes a C&R, que están en esta sección.

La Parte 6 del **Capítulo 5** se incluye en este Reglamento para que el Proyectista o Diseñador Estructural de edificios de diafragma simple de baja altura ($h \leq 10$ m) y forma regular pueda elegir directamente de la **Tabla 5.13-2** las presiones para las paredes y la cubierta, requiriendo en algunos casos multiplicar los mismos por un factor en función de la categoría de exposición. Este tipo de edificios son relativamente comunes, lo que justifica mantener su tratamiento en forma simplificada. **ASCE 7-22** no incluye un procedimiento simplificado.

Para que el Proyectista o Diseñador Estructural utilice el Método Simplificado, el edificio debe cumplir la totalidad de los siete requisitos del artículo 5.13.2.; de otro modo se deben usar los métodos de la Parte 1 o la Parte 2 según corresponda. Los valores están tabulados para la exposición B; se proporcionan factores de multiplicación para las demás exposiciones comunes.

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

$h = 10$ m,
Exposición B,
 $K_z = 0,71$;
 $K_d = 0,85$;
 $K_{zt} = 1,0$;
 $K_e = 1,0$;
 $(GC_{pi}) = \pm 0,18$ (edificio cerrado y parcialmente abierto)
 $(GC_{pi}) = \pm 0,55$ (edificio parcialmente cerrado)
Coeficientes de presión según las **Figuras 5.3-1** y **5.3-2A**.

5.13. TIPOS DE EDIFICIOS

El procedimiento especificado en este artículo se aplica al cálculo de cargas de viento para componentes y revestimientos (C&R) de edificios que cumplan los requisitos del artículo 5.13.2.

5.13.1. Procedimiento de diseño

Los pasos necesarios para dicho cálculo se muestran en **Tabla 5.13-1**.

Tabla 5.13-1. Pasos para calcular las cargas de viento sobre los SPRFV de edificios cerrados o parcialmente cerrados de diafragma simple ($h \leq 10$ m)

Paso 1:	Establecer la categoría de riesgo del edificio u otra estructura, ver Tabla 1.14-1 .
Paso 2:	Adoptar la velocidad básica de viento, V , para la categoría de riesgo aplicable, ver Figuras 1.5-1 A-D .
Paso 3:	Obtener los parámetros de carga de viento: • Categoría de exposición B, C o D, ver artículo 1.7. • Verificar que el edificio no esté sometido a efectos topográficos, $K_{zt} = 1$, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. • Clasificación de cerramientos, ver artículo 1.10.
Paso 4:	Calcular el área efectiva A para cada componente y revestimiento a diseñar, ver artículo 1.2.
Paso 5:	Las cargas de viento para cada C&R se obtienen a partir de la Tabla 5.13-2 , en función del área efectiva A de cada C&R y la zona en la cual se encuentra ubicado. Estas presiones netas de diseño incluyen la contribución de las presiones exteriores e interiores y se deben aplicar a cada superficie exterior.

5.13.2. Campo de validez

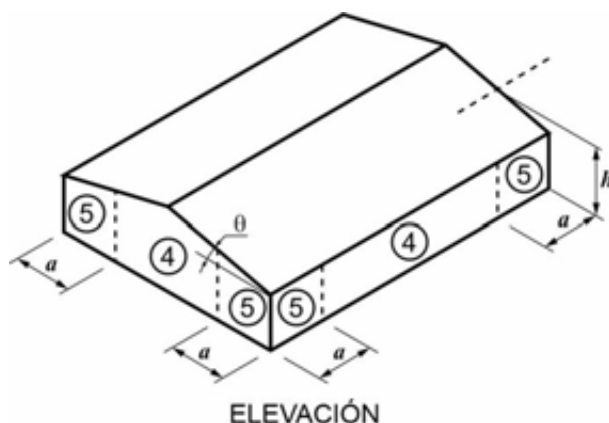
Un edificio cerrado total o parcialmente cuyas cargas de viento de diseño se calculan de acuerdo con este apartado debe cumplir las siguientes condiciones:

1. Se trata de un edificio con diafragmas simples, tal como se define en el artículo 1.2,
2. el ángulo de inclinación de la cubierta del edificio es menor o igual a **7°**,
3. la altura media de la cubierta del edificio es menor o igual a **10 m**,
4. el edificio es de forma regular, como se define en el artículo 1.2,
5. el edificio no se encuadra como edificio flexible, como se define en el artículo 1.2,
6. la estructura del edificio no posee juntas de dilatación o separaciones, y
7. el edificio no está sujeto a los efectos topográficos del artículo 1.8 (esto es, $K_{zt} = 1,0$).

5.13.3. Revestimiento permeable al aire

Las cargas de viento de diseño obtenidas según la **Tabla 5.13-2** se deben usar para todo revestimiento permeable al aire, a menos que se garanticen cargas menores a través de datos de ensayos aprobados o de bibliografía reconocida para el tipo de revestimiento permeable considerado.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-1	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Paredes
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		



Notación

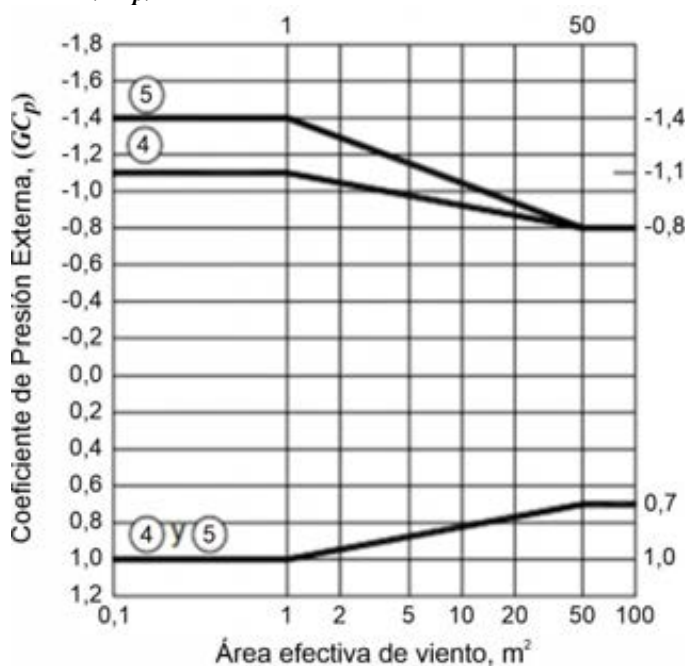
a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, la que sea menor, pero no menos que 4 % de la menor dimensión horizontal o 1 m.

Excepción: para edificios con $\theta = 0^\circ$ a 7° y una dimensión horizontal mínima superior a 90 m, la dimensión a se limitará a un máximo de $0,8h$.

h = altura media de la cubierta, en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, se utilizará la altura del alero.

θ = ángulo del plano de la cubierta con la horizontal, en grados.

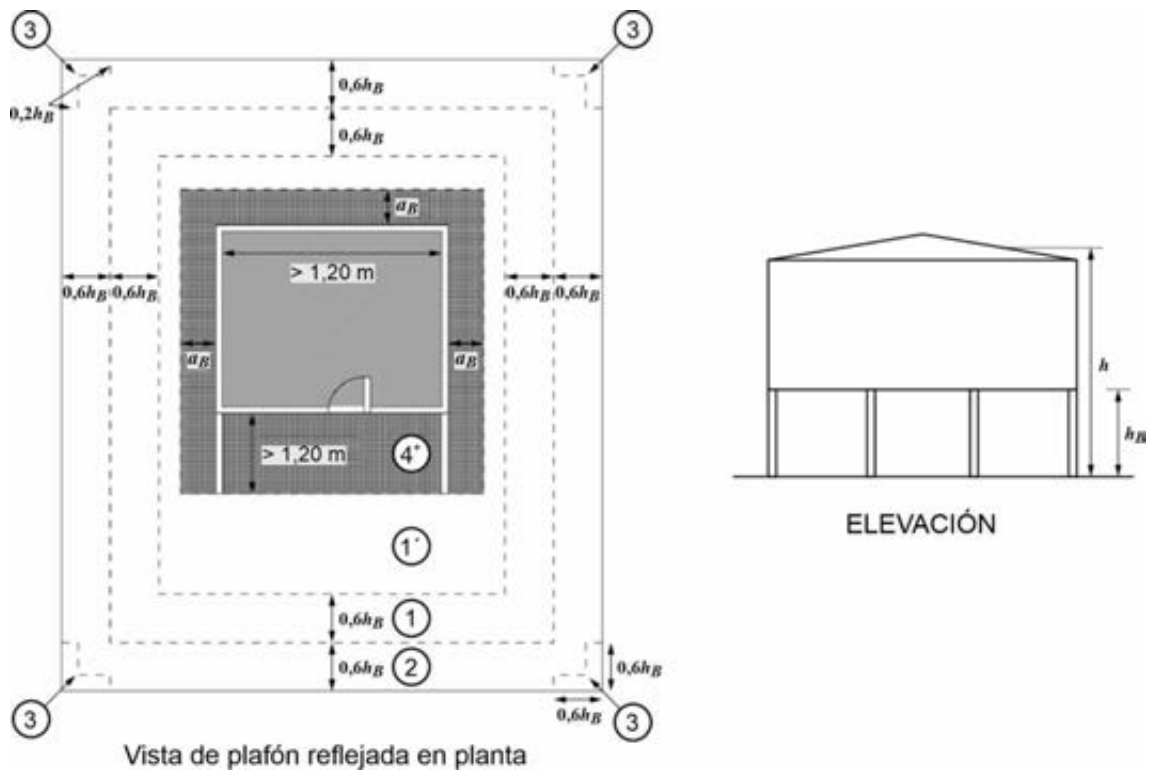
Coeficiente de presión externa, (GC_p) - Paredes



Notas:

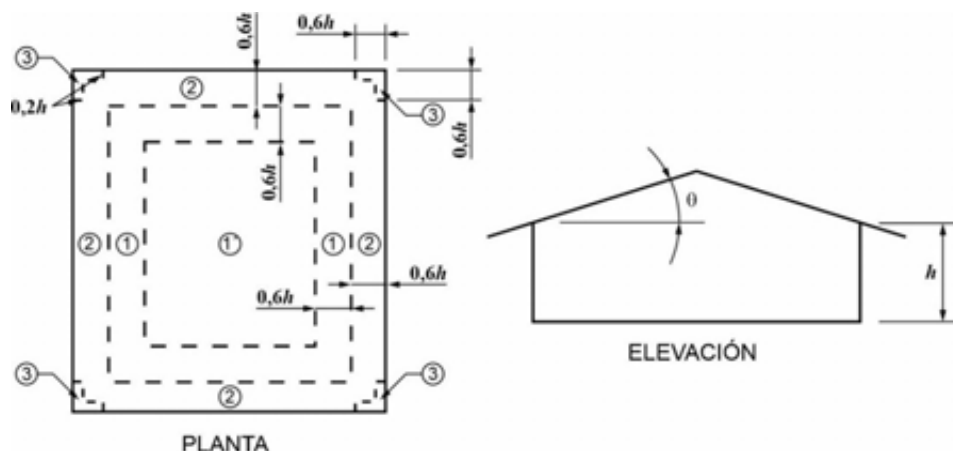
1. La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
2. En escala horizontal se llevan las áreas de viento efectivas, en m^2 .
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se debe diseñar para presiones máximas positivas y negativas.
5. Los valores de (GC_p) para paredes se deben reducir en un 10 % cuando $\theta \leq 10^\circ$.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-1A	Zonas de coeficientes de presión externa, (GC_p)	Superficie horizontal inferior de edificios elevados
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos con espacios abiertos o parcialmente cerrados en la parte inferior		



Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-2A	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a dos aguas $\theta \leq 7^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Diagramas

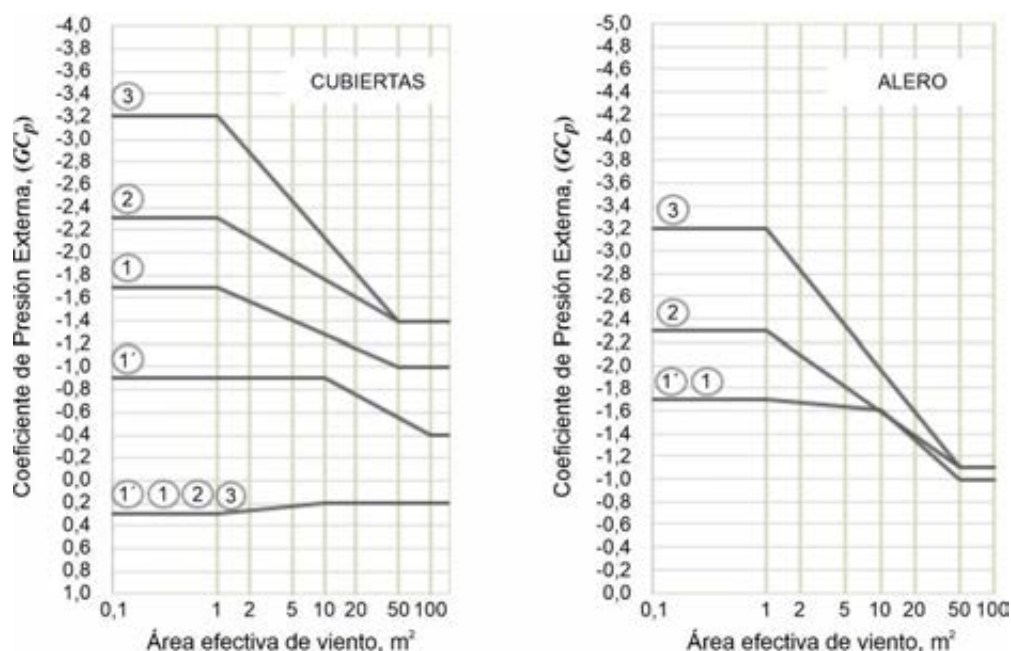


Notación

h = la altura del alero, en m.

θ = ángulo del plano de la cubierta con la horizontal, en grados.

Coefficientes de presión externa, (GC_p)

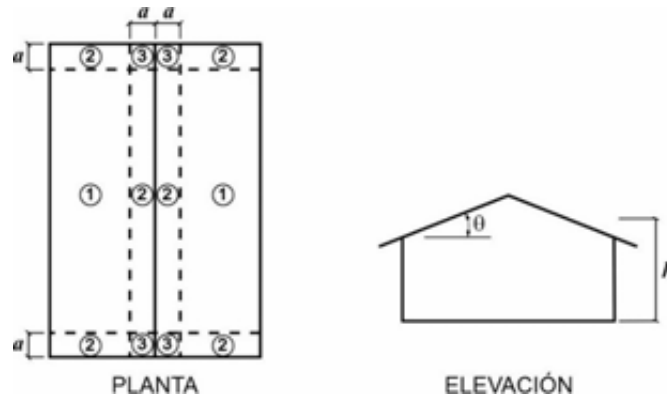


Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente se debe diseñar para presiones máximas, positivas y negativas.
- Si existe un parapeto de **1 m** o más alto alrededor del perímetro de la cubierta, los valores negativos de (GC_p) en la Zona 3 deben igualar a los de la Zona 2, y los valores positivos de (GC_p) en las Zonas 2 y 3 se deben igualar a los de las Zonas de pared 4 y 5, respectivamente, en la **Figura 5.3-1**.
- Los valores de (GC_p) para los voladizos de cubierta incluyen las contribuciones de presión de las superficies superior e inferior.
- Si existen voladizos, la dimensión horizontal menor del edificio no incluirá ninguna dimensión de voladizo, pero la distancia al borde, a , se medirá desde el borde exterior del voladizo.
- Para superficie inferior de edificios separados del suelo, según **Figura 5.3-1A** los valores en la zona 4+ se obtienen de la curva positiva para zona 4 de la **Figura 5.3-1**.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-2B	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a dos aguas $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Diagramas



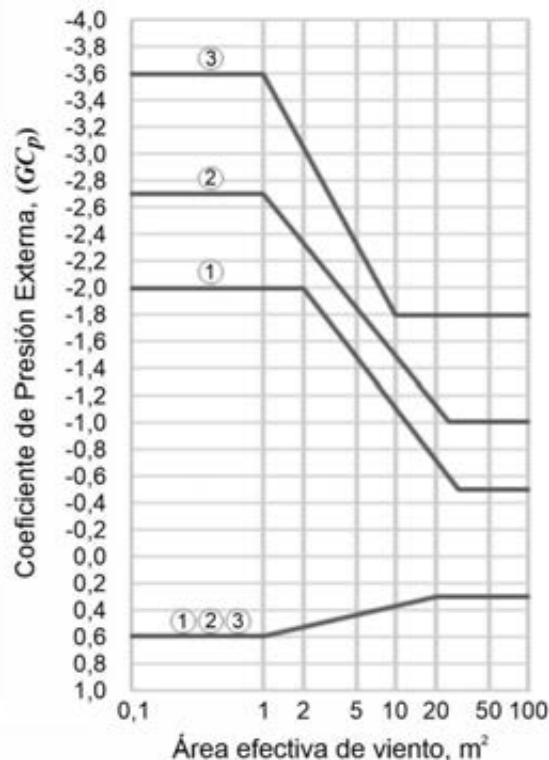
Notación

a = **10 %** de la menor dimensión horizontal o **0,4h**, lo que sea menor, pero no menos del **4 %** de la menor dimensión horizontal o **1 m**. Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna dimensión del voladizo.

h = altura media de la cubierta, en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, se utilizará la altura del alero.

θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)

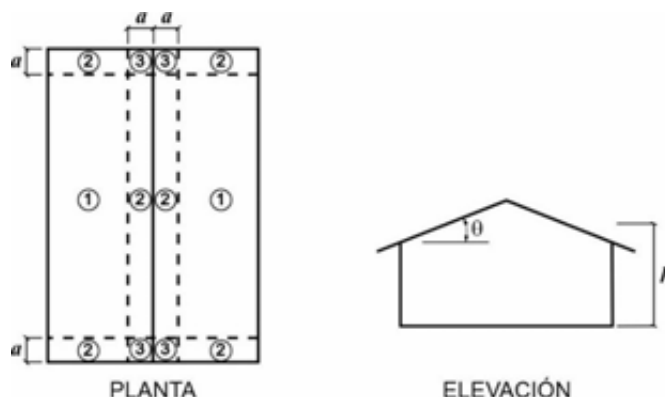


Notas

1. La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se debe diseñar para presiones máximas, positivas y negativas.
5. Los valores de (GC_p) para los voladizos de cubierta se deben determinar conforme al artículo 5.7.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-2C	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a dos aguas $20^\circ < \theta \leq 27^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Diagramas



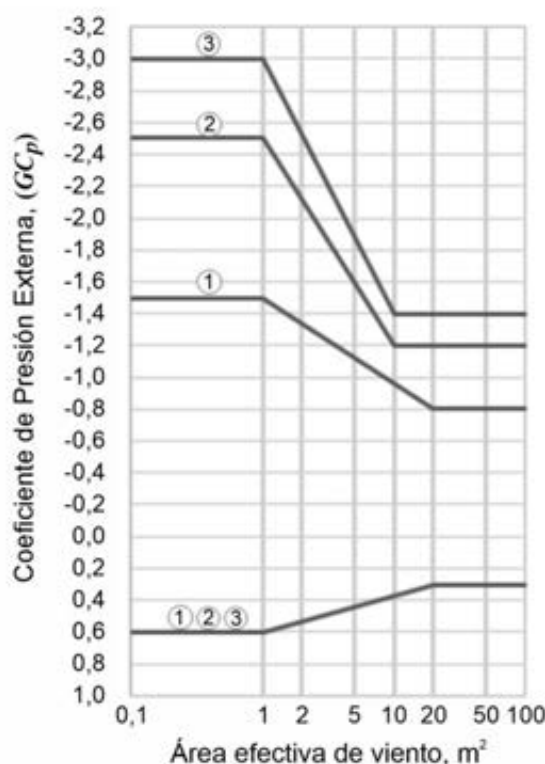
Notación

a = **10 %** de la menor dimensión horizontal o **$0,4h$** , lo que sea menor, pero no menos del **4 %** de la menor dimensión horizontal o **1 m**. Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna dimensión del voladizo.

h = altura media de la cubierta, en m.

θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)

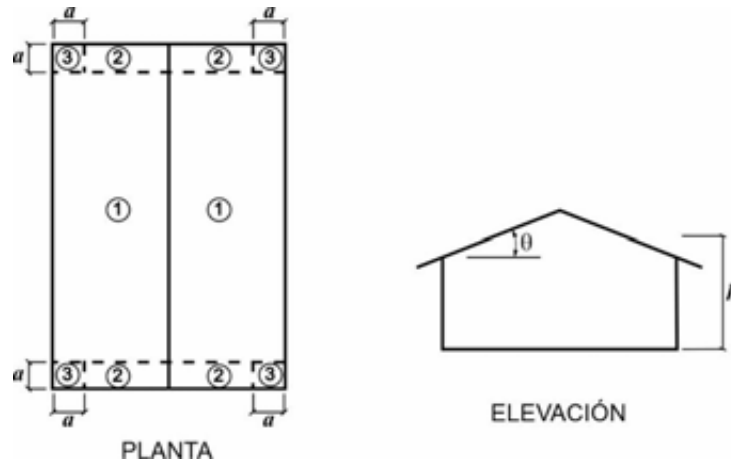


Notas

1. La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se debe diseñar para presiones máximas positivas y negativas.
5. Los valores de (GC_p) para los voladizos de cubierta se deben determinar conforme al artículo 5.7.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-2D	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a dos aguas $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

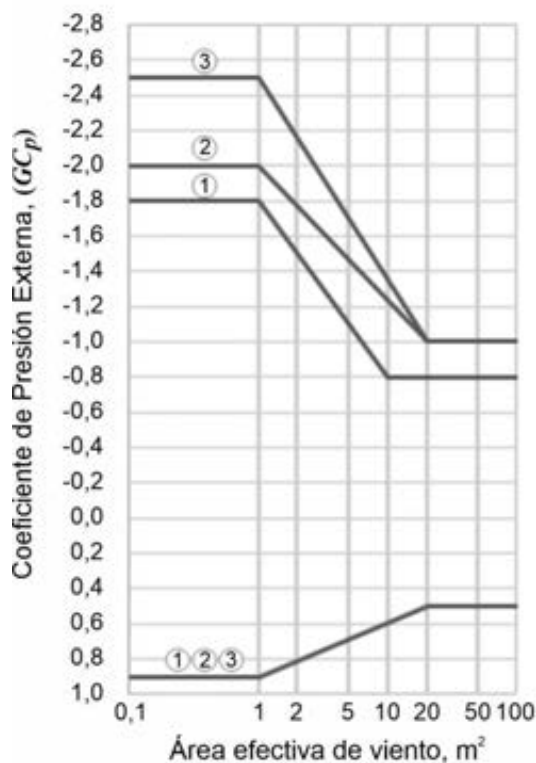
Diagramas



Notación

- a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal o 1 m. Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna dimensión del voladizo.
- h = altura media de la cubierta, en m.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)

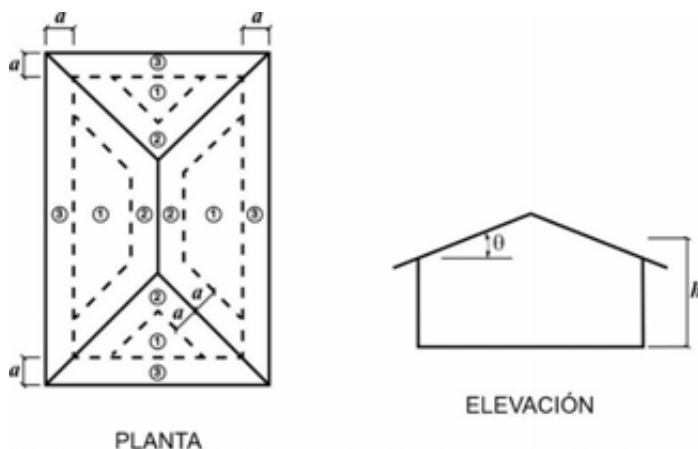


Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente se debe diseñar para presiones máximas positivas y negativas.
- Los valores de (GC_p) para los voladizos de cubierta se deben determinar conforme al artículo 5.7.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-2E	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a cuatro aguas $7^\circ < \theta \leq 20^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

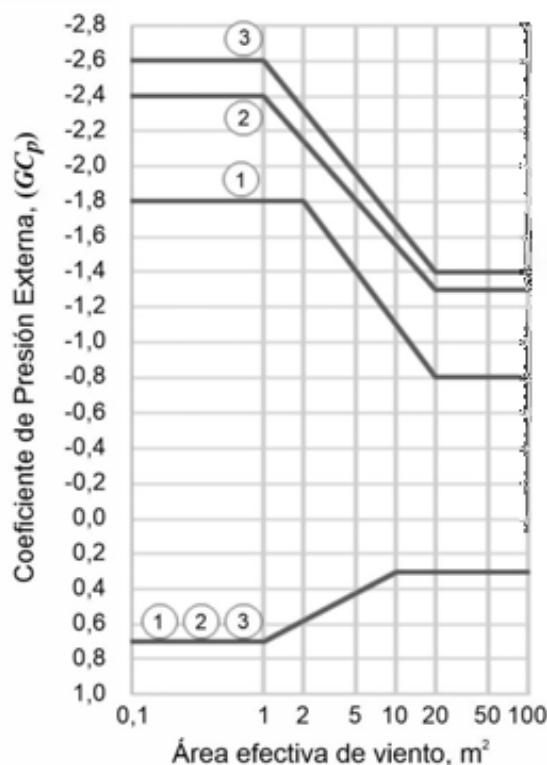
Diagramas



Notación

- a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal o 1 m. Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna dimensión del voladizo.
- h = altura media de la cubierta, en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, se utilizará la altura del alero.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)

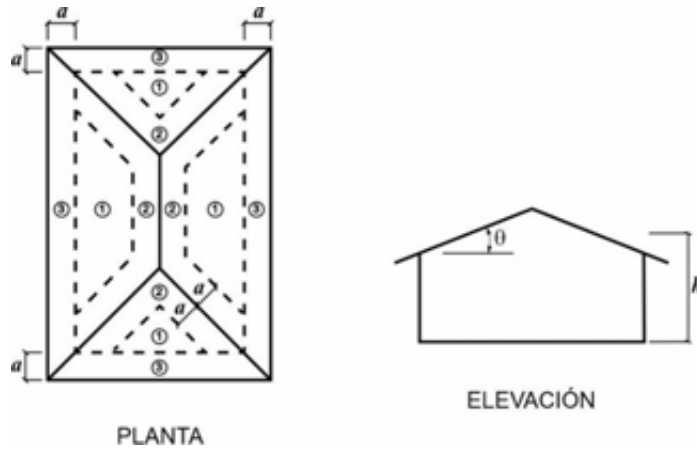


Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente se debe diseñar para presiones máximas positivas y negativas.
- Los valores de (GC_p) para los voladizos de cubierta se deben determinar conforme al artículo 5.7.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-2F	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a cuatro aguas $20^\circ < \theta \leq 27^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

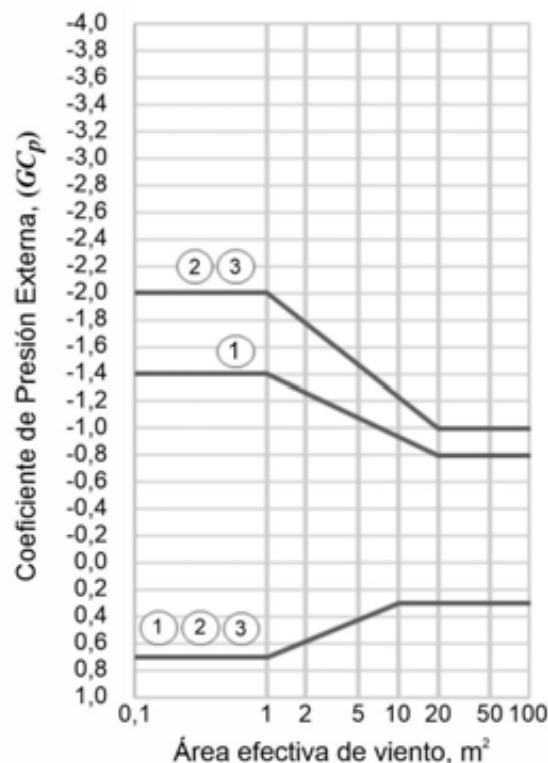
Diagramas



Notación

- a = **10 %** de la menor dimensión horizontal o **$0,4h$** , lo que sea menor, pero no menos del **4 %** de la menor dimensión horizontal o **1 m**. Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna dimensión del voladizo.
- h = altura media de la cubierta, en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, se utilizará la altura del alero.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)

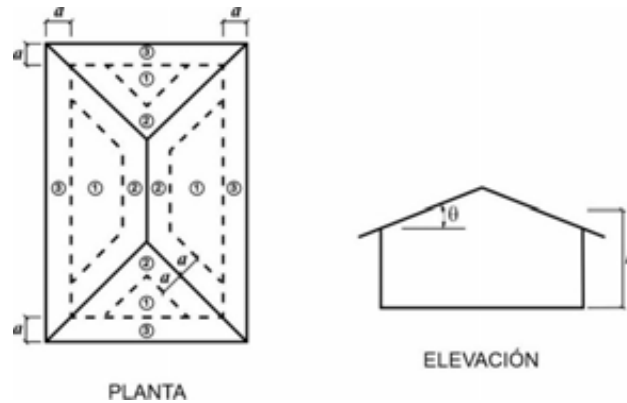


Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente se debe diseñar para presiones máximas positivas y negativas.
- Los valores de (GC_p) para los voladizos de cubierta se deben determinar conforme al artículo 5.7.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-2G	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a cuatro aguas $\theta = 45^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

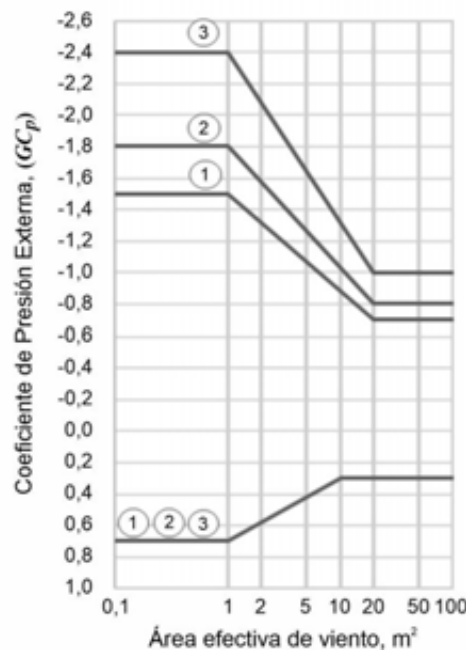
Diagramas



Notación

- a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal o **1 m**. Si existe un voladizo, la distancia al borde se medirá desde el borde exterior del voladizo. Las dimensiones horizontales utilizadas para calcular la distancia al borde no incluirán ninguna dimensión del voladizo.
- h = altura media de la cubierta, en m.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)



Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente se debe diseñar para presiones máximas positivas y negativas.
- Los valores de (GC_p) para los voladizos de cubierta se deben determinar conforme al artículo 5.7.
- Para pendientes de cubierta $27^\circ < \theta \leq 45^\circ$, interpolar los coeficientes (GC_p) de las **Figuras 5.3-2F y 5.3-2G**, para cada zona de interés. Utilice la siguiente fórmula de interpolación:

$$\frac{[GC_p(2G) - GC_p(2F)] \cdot (\theta - 27^\circ)}{(45^\circ - 27^\circ)} + GC_p(2F)$$

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-3	Coefficientes de presión externa, (G_{Cp})	Cubiertas escalonadas $\theta \leq 7^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Diagramas

Notación

h

= altura media de la cubierta, en m.

h_1

= altura del escalón 1, en m.

h_2

= altura del escalón 2, en m.

W

= ancho del edificio.

θ

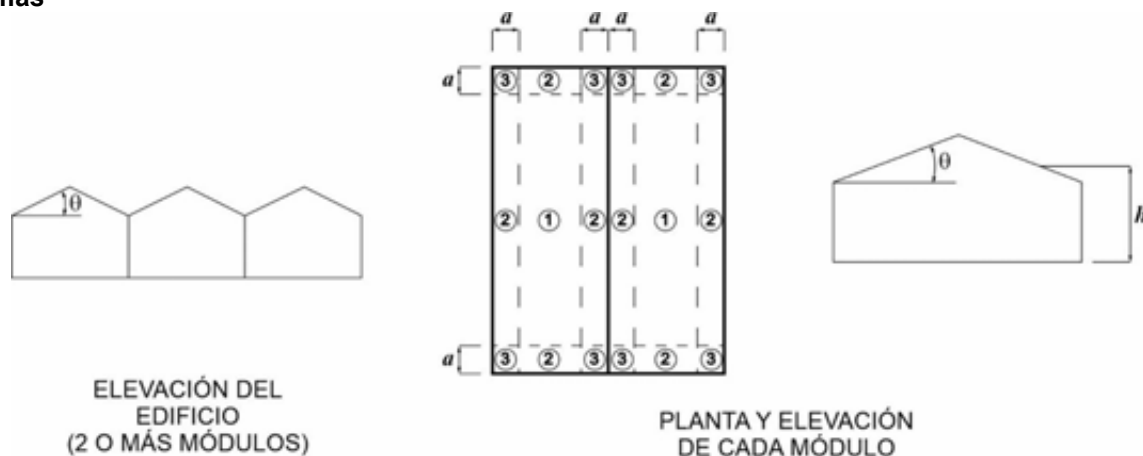
= ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Nota

Las designaciones de las zonas corresponden a las de la **Figura 5.3-2A**. De esa figura se deben tomar los valores de los coeficientes de carga.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-4	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas a dos aguas múltiples
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

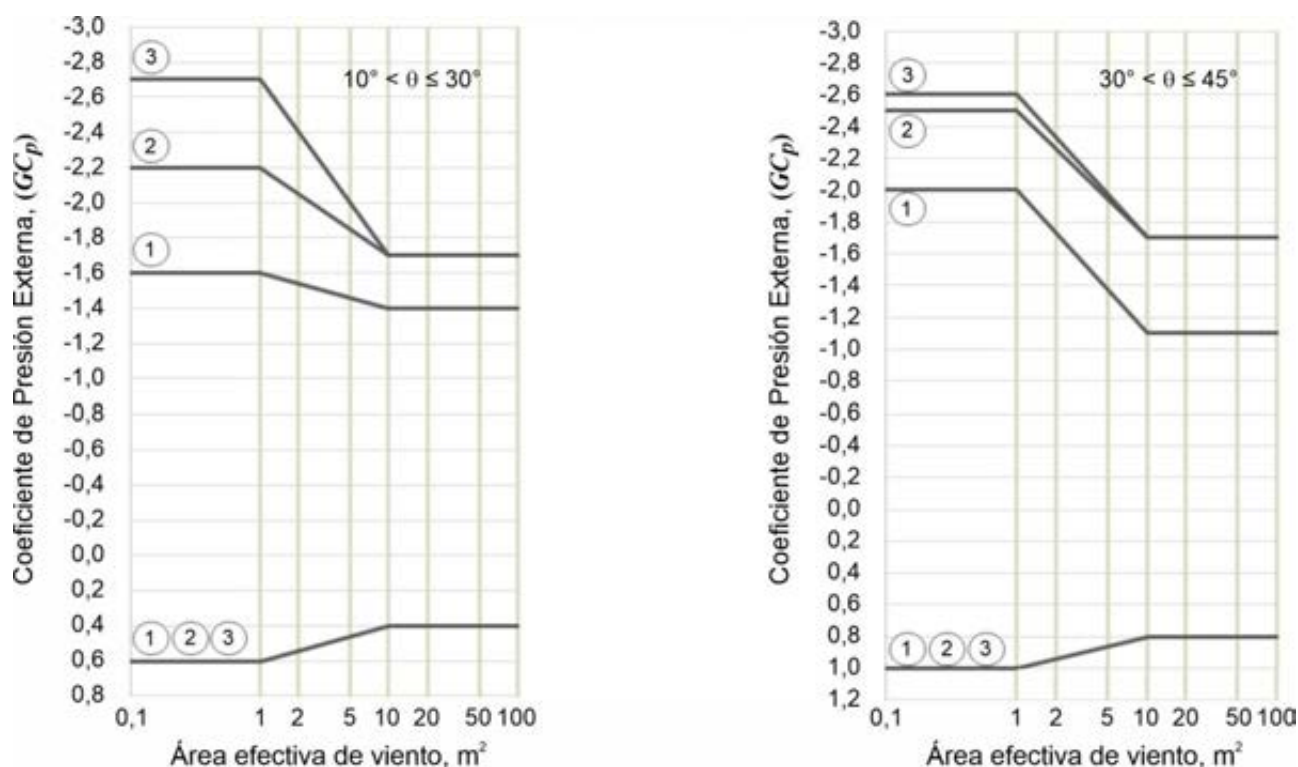
Diagramas



Notación

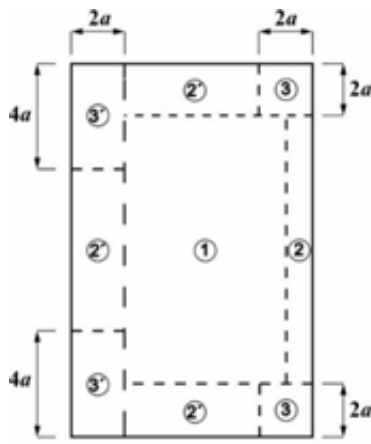
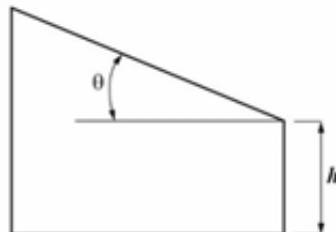
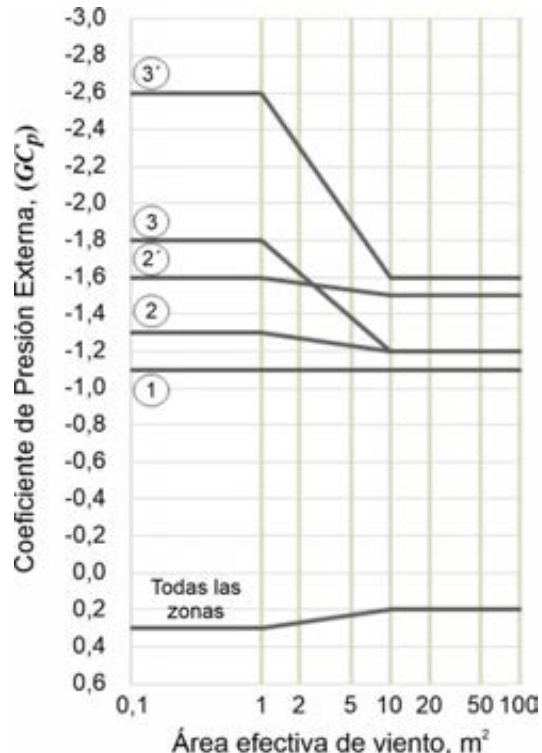
- a = 10 % de la menor dimensión horizontal de un módulo de un solo vano o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal de un módulo de un solo vano, ni menos de 1 m.
- h = altura media de la cubierta, en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, se utilizará la altura del alero.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)



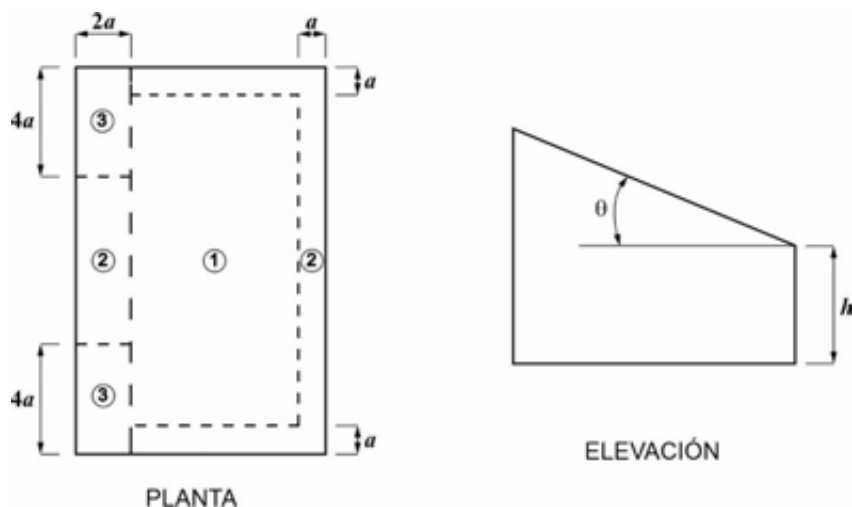
Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente debe estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas.
- Para $\theta \leq 10^\circ$, se deben usar los valores de (GC_p) de la **Figura 5.3-2A**.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-5A	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas de vertiente única $3^\circ < \theta \leq 10^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		
Diagramas		
 PLANTA  ELEVACIÓN		
Notación		
a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal, ni menos de 1 m.		
h = La altura del alero se utilizará para $\theta \leq 10^\circ$.		
θ = Ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.		
Coeficientes de presión externa, (GC_p)		
 Coeficiente de Presión Externa, (GC_p) Área efectiva de viento, m^2		
Notas		
1. La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .		
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .		
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.		
4. Cada componente debe estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas.		
5. Para $\theta \leq 3^\circ$, se deben usar los valores de (GC_p) de la Figura 5.3-2A .		

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-5B	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas de vertiente única $10^\circ < \theta \leq 30^\circ$
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

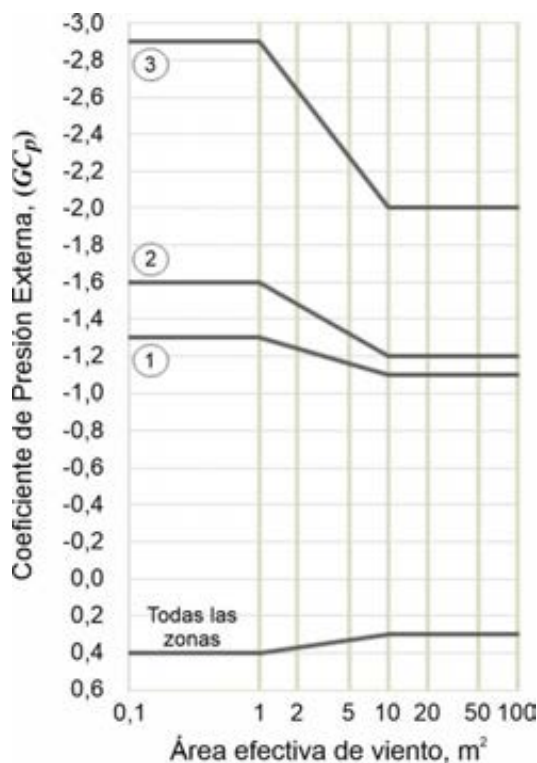
Diagramas



Notación

- a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal, ni menos de 1 m.
- h = altura media de la cubierta, en m.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de presión externa, (GC_p)

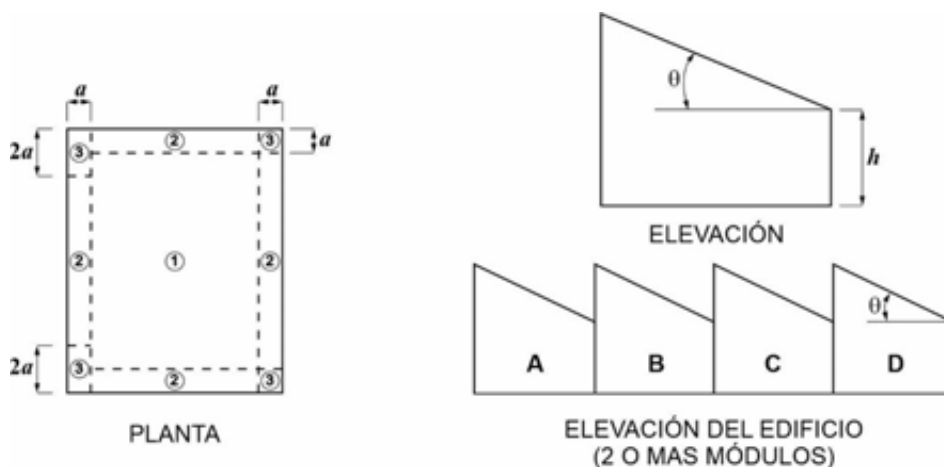


Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente debe estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas.

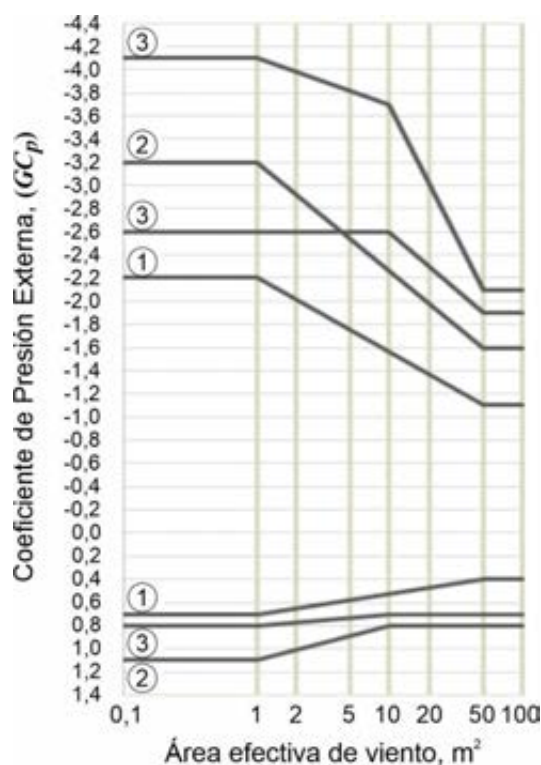
Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.3-6	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas en diente de sierra
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Diagramas



Notación

- a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal, ni menos de 1 m.
 h = altura media de la cubierta, en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, se utilizará la altura del alero.
 θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

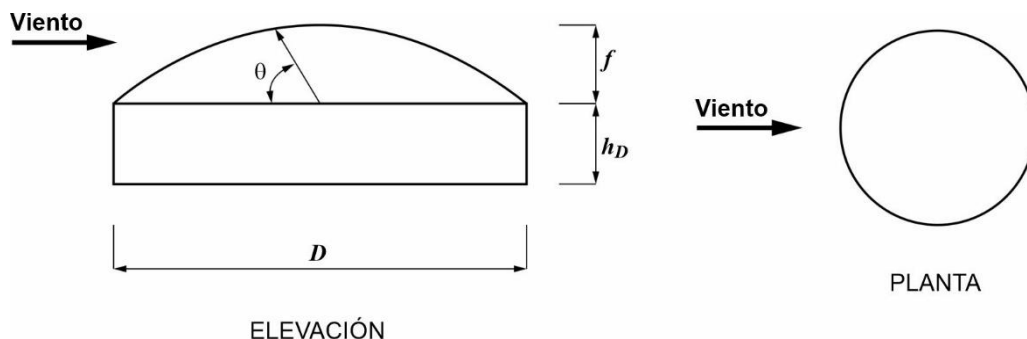
 Coeficientes de presión externa, (GC_p)


Notas

- La escala vertical contiene los valores de (GC_p) que se deben usar con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente debe estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas.
- Para $\theta \leq 10^\circ$, se deben usar los valores de (GC_p) de la **Figura 5.3-2A**.

Componentes y revestimientos		Todo h
Figura 5.3-7	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Cubiertas en forma de cúpula
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Diagramas



Notación

- f = elevación del domo, en m.
 D = diámetro, en m.
 h_D = altura a la base del domo, en m.
 θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes para cúpulas de base circular, (GC_p)

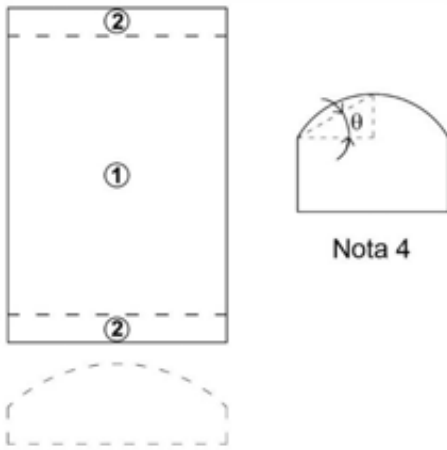
Presión Externa	Presiones Negativas	Presiones Positivas	Presiones Positivas
θ , grados	0-90	0-60	61-90
(GC_p)	-0,9	+0,9	+0,5

Notas

- Los valores indican (GC_p) para ser usados con $q(h_D + f)$ donde $h_D + f$ es la altura en la parte superior de la cúpula.
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente debe estar diseñado para las presiones máximas positivas y negativas.
- Los valores se aplican a: $0 \leq h_D/D \leq 0,5$, $0,2 \leq f/D \leq 0,5$.
- $\theta = 0^\circ$ en la línea de arranque del domo, $\theta = 90^\circ$ en el punto superior del centro del domo.

Componentes y revestimientos		Todo <i>h</i>
Figura 5.3-8	Coeficientes de presión externa, (<i>GC_p</i>)	Cubiertas Abovedadas
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

Zonas



Nota 4

Coeficientes de presión externa, (*GC_p*)

<i>r</i>	Zona 1	Zona 2	Todas las zonas
0,5	-1,5	<i>Figura 5.3-2B</i> a <i>Figura 5.3-2D</i>	+0,5
0,3	-1		
0,2	-0,75		
0,1	<i>Figura 5.3-2A</i>		

Notación:

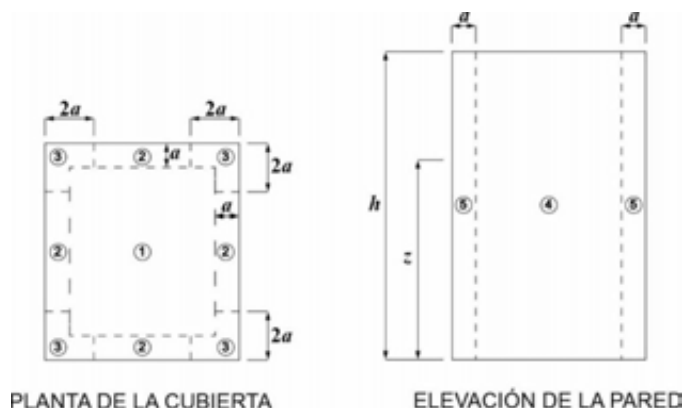
r = relación flecha/luz

Notas

- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Cada componente debe estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas, cuando se especifican.
- Las cubiertas con *r* ≤ 0,1 se asimilarán a cubiertas planas y los coeficientes de carga para C&R se adoptarán de la **Figura 5.3-2A**.
- Para la Zona 2 de las cubiertas con *r* > 0,1, los coeficientes de carga se asimilarán a los de la Zona 2 de las **Figuras 5.3-2B a 5.3-2D**, según corresponda al ángulo de inclinación de cubierta $\theta = \arctan(2r)$.

Componentes y revestimientos		$h > 20 \text{ m}$
Figura 5.4-1	Coeficientes de presión externa, (GC_p)	Paredes y cubiertas
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos		

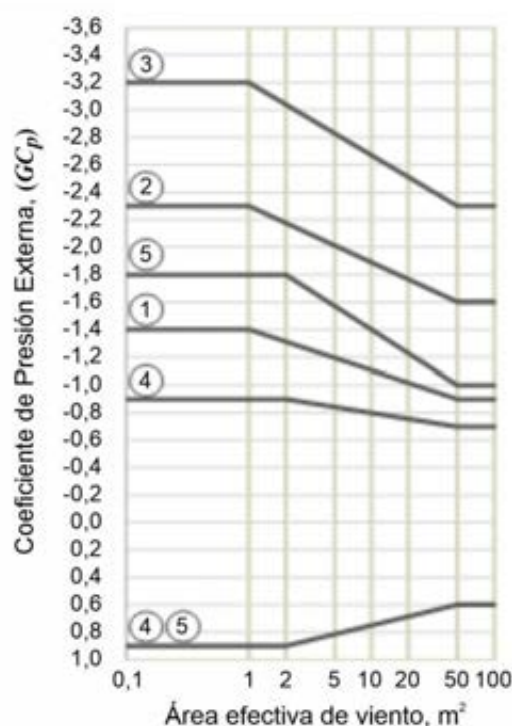
Diagramas



Notación

- a = 10 % de la menor dimensión horizontal, pero no menos de 1 m.
- h = altura media de la cubierta, en m. Para $\theta \leq 10^\circ$, se utilizará la altura del alero.
- z = altura sobre el suelo, en m.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados

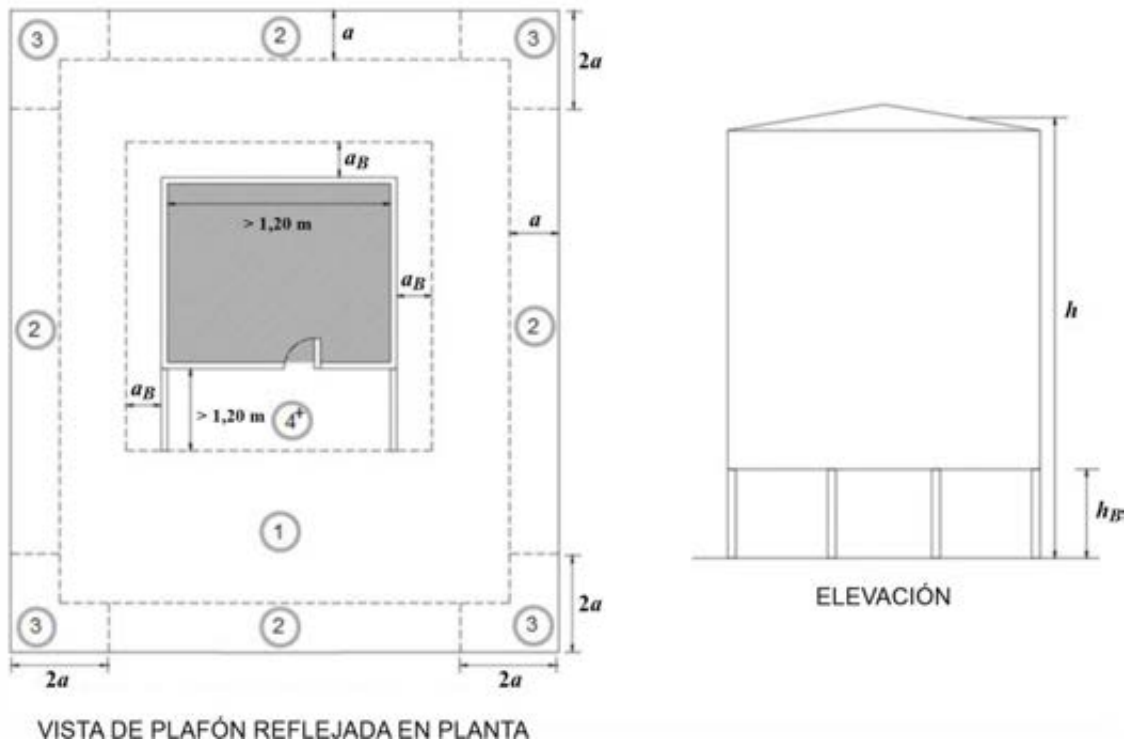
Coeficientes de presión externa, (GC_p)



Notas

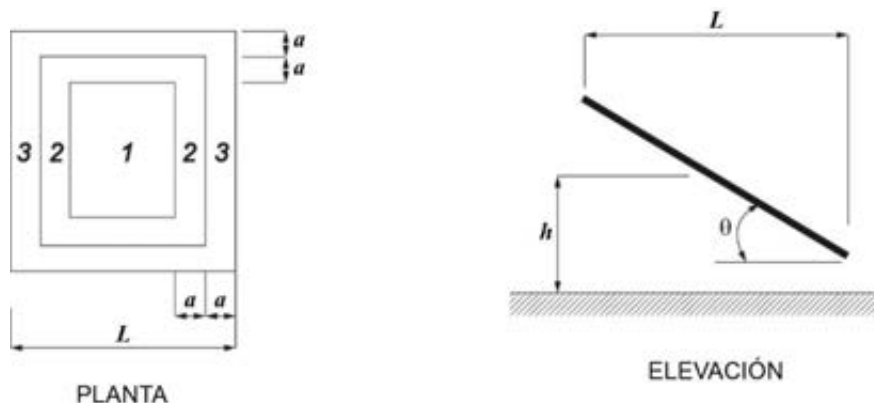
- La escala vertical indica (GC_p) que se deben usar con q_z o q_h , según corresponda.
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de las superficies, respectivamente.
- Con valores positivos de (GC_p) se debe usar q_z y con valores negativos se debe usar q_h .
- Cada componente se debe diseñar para presiones máximas positivas y negativas.
- Los coeficientes son para techos con ángulo $\theta \leq 7^\circ$. Para otras configuraciones de cubierta ver el artículo 5.4.2.
- Si se proporciona un parapeto de 1 m o más alto alrededor del perímetro de la cubierta con $\theta \leq 10^\circ$, la Zona 3 se tratará como Zona 2.

Componentes y revestimientos		$h > 20 \text{ m}$
Figura 5.4-1A	Zonas de coeficientes de presión externa, (GC_p)	Superficie horizontal inferior de edificios elevados
Edificios cerrados, parcialmente cerrados o parcialmente abiertos con espacios abiertos o parcialmente cerrados en la parte inferior		



Componentes y revestimientos		$0,25 \leq h/L \leq 1,0$
Figura 5.5-1	Coeficientes de presión neta, C_N	Cubiertas aisladas de vertiente única $\theta \leq 45^\circ$
Edificios abiertos		

Diagramas



Notación

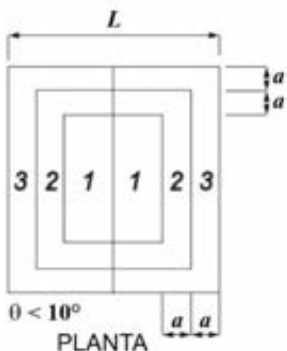
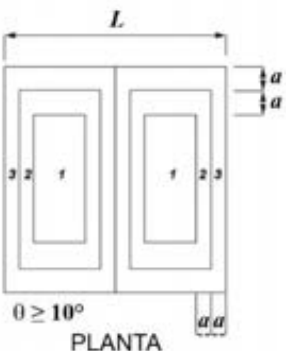
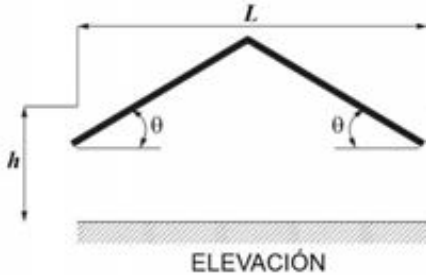
- a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal ni menos de 1 m.
- h = altura media de la cubierta, en m.
- L = dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

Coeficientes de Presión Neta, C_N

Ángulo de la cubierta θ	Área efectiva de viento	C_N											
		Sin bloqueo						Con bloqueo					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0°	$\leq a^2$ $> a^2, \leq 4,0a^2$ $> 4,0a^2$	2,4	-3,3	1,8	-1,7	1,2	-1,1	1,0	-3,6	0,8	-1,8	0,5	-1,2
		1,8	-1,7	1,8	-1,7	1,2	-1,1	0,8	-1,8	0,8	-1,8	0,5	-1,2
		1,2	-1,1	1,2	-1,1	1,2	-1,1	0,5	-1,2	0,5	-1,2	0,5	-1,2
7,5°	$\leq a^2$ $> a^2, \leq 4,0a^2$ $> 4,0a^2$	3,2	-4,2	2,4	-2,1	1,6	-1,4	1,6	-5,1	1,2	-2,6	0,8	-1,7
		2,4	-2,1	2,4	-2,1	1,6	-1,4	1,2	-2,6	1,2	-2,6	0,8	-1,7
		1,6	-1,4	1,6	-1,4	1,6	-1,4	0,8	-1,7	0,8	-1,7	0,8	-1,7
15°	$\leq a^2$ $> a^2, \leq 4,0a^2$ $> 4,0a^2$	3,6	-3,8	2,7	-2,9	1,8	-1,9	2,4	-4,2	1,8	-3,2	1,2	-2,1
		2,7	-2,9	2,7	-2,9	1,8	-1,9	1,8	-3,2	1,8	-3,2	1,2	-2,1
		1,8	-1,9	1,8	-1,9	1,8	-1,9	1,2	-2,1	1,2	-2,1	1,2	-2,1
30°	$\leq a^2$ $> a^2, \leq 4,0a^2$ $> 4,0a^2$	5,2	-5,0	3,9	-3,8	2,6	-2,5	3,2	-4,6	2,4	-3,5	1,6	-2,3
		3,9	-3,8	3,9	-3,8	2,6	-2,5	2,4	-3,5	2,4	-3,5	1,6	-2,3
		2,6	-2,5	2,6	-2,5	2,6	-2,5	1,6	-2,3	1,6	-2,3	1,6	-2,3
45°	$\leq a^2$ $> a^2, \leq 4,0a^2$ $> 4,0a^2$	5,2	-4,6	3,9	-3,5	2,6	-2,3	4,2	-3,8	3,2	-2,9	2,1	-1,9
		3,9	-3,5	3,9	-3,5	2,6	-2,3	3,2	-2,9	3,2	-2,9	2,1	-1,9
		2,6	-2,3	2,6	-2,3	2,6	-2,3	2,1	-1,9	2,1	-1,9	2,1	-1,9

Notas

- C_N denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).
- La situación sin bloqueo representa un flujo de viento relativamente sin obstrucciones debajo del techo, con un bloqueo menor o igual al 50 %. La situación con bloqueo denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (> 50 % de bloqueo).
- Para valores de θ distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de la superficie superior de la cubierta, respectivamente.
- Los componentes y elementos de revestimiento se deben diseñar para los coeficientes de presión positiva y negativa que se muestran.

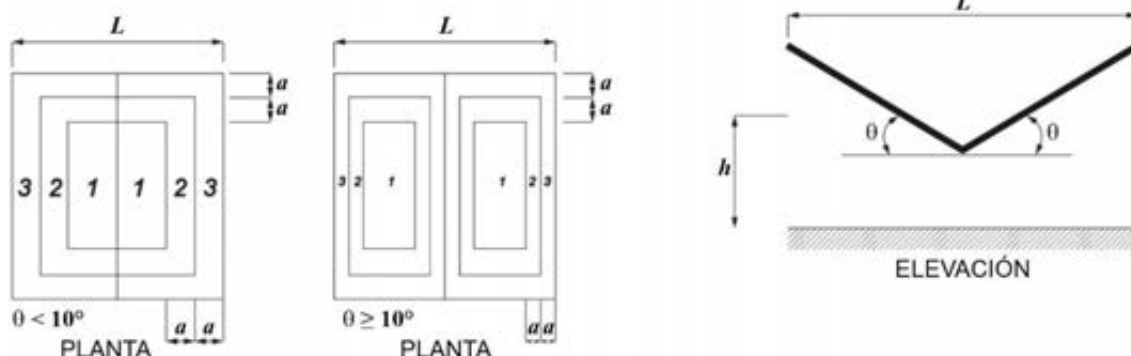
Componentes y revestimientos		$0,25 \leq h/L \leq 1,0$											
Figura 5.5-2	Coeficientes de presión neta, C_N	Cubiertas aisladas a dos aguas $\theta \leq 45^\circ$											
Edificios abiertos													
Diagramas													
  													
Notación a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal ni menos de 1 m. La dimensión a es como se muestra en la Figura 5.8-1. h = altura media de la cubierta, en m. L = dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m. θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.													
Coeficientes de Presión Neta, C_N													
Ángulo de la cubierta θ	Área efectiva de viento	C_N											
		Sin bloqueo						Con bloqueo					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0°	$\leq a^2$	2,4	-3,3	1,8	-1,7	1,2	-1,1	1,0	-3,6	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,8	-1,7	1,8	-1,7	1,2	-1,1	0,8	-1,8	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> 4,0a^2$	1,2	-1,1	1,2	-1,1	1,2	-1,1	0,5	-1,2	0,5	-1,2	0,5	-1,2
7,5°	$\leq a^2$	2,2	-3,6	1,7	-1,8	1,1	-1,2	1,0	-5,1	0,8	-2,6	0,5	-1,7
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,7	-1,8	1,7	-1,8	1,1	-1,2	0,8	-2,6	0,8	-2,6	0,5	-1,7
	$> 4,0a^2$	1,1	-1,2	1,1	-1,2	1,1	-1,2	0,5	-1,7	0,5	-1,7	0,5	-1,7
15°	$\leq a^2$	2,2	-2,2	1,7	-1,7	1,1	-1,1	1,0	-3,2	0,8	-2,4	0,5	-1,6
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,7	-1,7	1,7	-1,7	1,1	-1,1	0,8	-2,4	0,8	-2,4	0,5	-1,6
	$> 4,0a^2$	1,1	-1,1	1,1	-1,1	1,1	-1,1	0,5	-1,6	0,5	-1,6	0,5	-1,6
30°	$\leq a^2$	2,6	-1,8	2,0	-1,4	1,3	-0,9	1,0	-2,4	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	2,0	-1,4	2,0	-1,4	1,3	-0,9	0,8	-1,8	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> 4,0a^2$	1,3	-0,9	1,3	-0,9	1,3	-0,9	0,5	-1,2	0,5	-1,2	0,5	-1,2
45°	$\leq a^2$	2,2	-1,6	1,7	-1,2	1,1	-0,8	1,0	-2,4	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,7	-1,2	1,7	-1,2	1,1	-0,8	0,8	-1,8	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> 4,0a^2$	1,1	-0,8	1,1	-0,8	1,1	-0,8	0,5	-1,2	0,5	-1,2	0,5	-1,2

Notas

- C_N denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).
- La situación sin bloqueo representa un flujo de viento relativamente sin obstrucciones debajo del techo, con un bloqueo menor o igual al 50 %. La situación con bloqueo denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (> 50 % de bloqueo).
- Para valores de θ distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de la superficie superior de la cubierta, respectivamente.
- Los componentes y elementos de revestimiento se deben diseñar para los coeficientes de presión positiva y negativa que se muestran.

Componentes y revestimientos		0,25 ≤ h/L ≤ 1,0 Cubierta aislada a dos aguas con diedro negativo θ ≤ 45°
Figura 5.5-3	Coeficientes de presión neta, C _N	
Edificios abiertos		

Diagramas



Notación

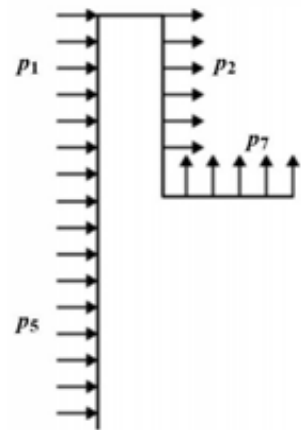
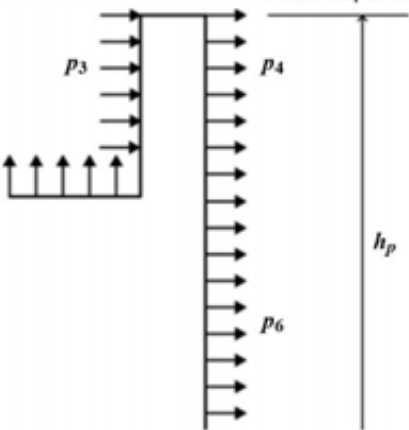
- a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal ni menos de 1 m. La dimensión a es como se muestra en la **Figura 5.8-1**.
- h = altura media de la cubierta, en m.
- L = dimensión horizontal del edificio, medida a lo largo de la dirección del viento, en m.
- θ = ángulo del plano de la cubierta desde la horizontal, en grados.

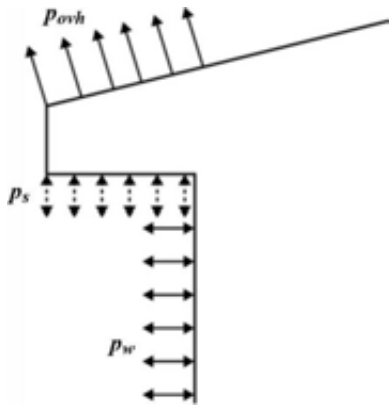
Coeficientes de Presión Neta, C_N

Ángulo de la cubierta θ	Área efectiva de viento	C_N											
		Sin bloqueo						Con bloqueo					
		Zona 3		Zona 2		Zona 1		Zona 3		Zona 2		Zona 1	
0°	$\leq a^2$	2,4	-3,3	1,8	-1,7	1,2	-1,1	1,0	-3,6	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,8	-1,7	1,8	-1,7	1,2	-1,1	0,8	-1,8	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> 4,0a^2$	1,2	-1,1	1,2	-1,1	1,2	-1,1	0,5	-1,2	0,5	-1,2	0,5	-1,2
7,5°	$\leq a^2$	2,4	-3,3	1,8	-1,7	1,2	-1,1	1,0	-4,8	0,8	-2,4	0,5	-1,6
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,8	-1,7	1,8	-1,7	1,2	-1,1	0,8	-2,4	0,8	-2,4	0,5	-1,6
	$> 4,0a^2$	1,2	-1,1	1,2	-1,1	1,2	-1,1	0,5	-1,6	0,5	-1,6	0,5	-1,6
15°	$\leq a^2$	2,2	-2,2	1,7	-1,7	1,1	-1,1	1,0	-2,4	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,7	-1,7	1,7	-1,7	1,1	-1,1	0,8	-1,8	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> 4,0a^2$	1,1	-1,1	1,1	-1,1	1,1	-1,1	0,5	-1,2	0,5	-1,2	0,5	-1,2
30°	$\leq a^2$	1,8	-2,6	1,4	-2,0	0,9	-1,3	1,0	-2,8	0,8	-2,1	0,5	-1,4
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,4	-2,0	1,4	-2,0	0,9	-1,3	0,8	-2,1	0,8	-2,1	0,5	-1,4
	$> 4,0a^2$	0,9	-1,3	0,9	-1,3	0,9	-1,3	0,5	-1,4	0,5	-1,4	0,5	-1,4
45°	$\leq a^2$	1,6	-2,2	1,2	-1,7	0,8	-1,1	1,0	-2,4	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> a^2, \leq 4,0a^2$	1,2	-1,7	1,2	-1,7	0,8	-1,1	0,8	-1,8	0,8	-1,8	0,5	-1,2
	$> 4,0a^2$	0,8	-1,1	0,8	-1,1	0,8	-1,1	0,5	-1,2	0,5	-1,2	0,5	-1,2

Notas

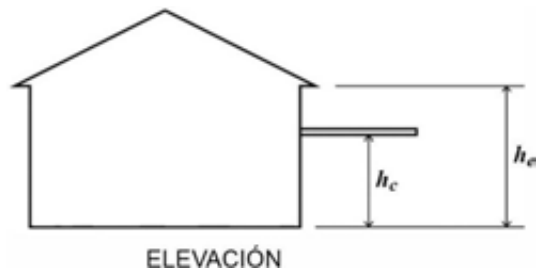
- C_N denota presiones netas (contribuciones de las superficies superior e inferior).
- La situación sin bloqueo representa un flujo de viento relativamente sin obstrucciones debajo del techo, con un bloqueo menor o igual al 50 %. La situación con bloqueo denota objetos debajo del techo que inhiben el flujo de viento (> 50 % de bloqueo).
- Para valores de θ distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.
- Los signos más y menos significan presiones que actúan acercándose o alejándose de la superficie superior de la cubierta, respectivamente.
- Los componentes y elementos de revestimiento se deben diseñar para los coeficientes de presión positiva y negativa que se muestran.

Componentes y revestimientos		Todo h
Figura 5.6-1	Cargas de viento sobre parapeto	
Todo tipo de edificios		
Diagrama		
Parapeto de barlovento Caso de Carga A  Parapeto de sotavento Caso de Carga B 		
Notas:		
Parapeto de Barlovento: Caso de Carga A		
1. La presión sobre la cara de barlovento del parapeto (p_1) se determina utilizando las zonas de presión positiva de la pared (p_5) de la figura aplicable. 2. La presión sobre la cara de sotavento del parapeto (p_2) se determina utilizando las zonas de presión negativa del techo (p_7) de la figura aplicable.		
Parapeto de Sotavento: Caso de Carga B		
1. La presión sobre la cara de barlovento del parapeto (p_3) se determina utilizando las zonas de presión positiva de la pared (p_5) de la figura aplicable. 2. La presión sobre la cara de sotavento del parapeto (p_4) se determina utilizando las zonas de presión negativa de la pared (p_6) de la figura aplicable.		
Ver nota 5 en Figura 5.3-2A para reducciones en las presiones del techo de los componentes y revestimientos cuando hay parapetos de 1 m o más.		

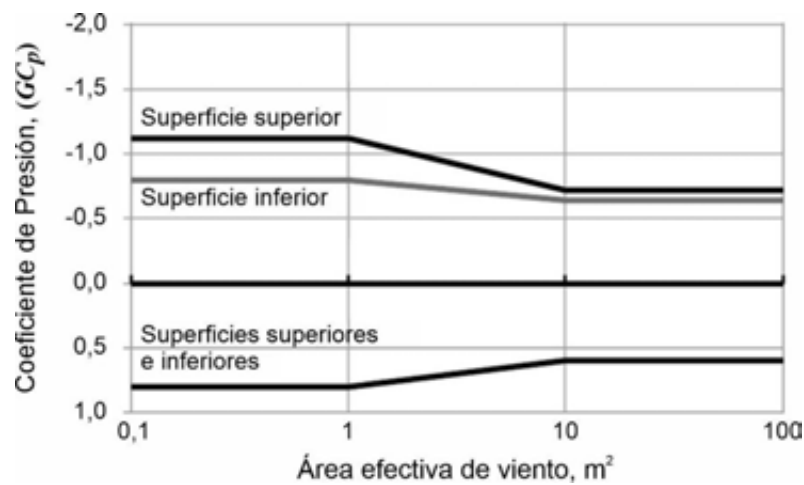
Componentes y revestimientos		Todo <i>h</i>
Figura 5.7-1	Cargas de viento sobre voladizos de cubierta	
Todo tipo de edificios		
Diagrama 		
Notación p_{ovh} = presión neta de techo sobre voladizos de cubierta. p_s = presión sobre el plafón del voladizo de cubierta. p_w = presión en la pared.		
Notas 1. La presión neta del techo sobre los voladizos de cubierta, p_{ovh}, se determina a partir de las zonas interiores, de borde o de esquina, según corresponda de las figuras. 2. La presión neta de las figuras, p_{ovh}, incluye la contribución de presión de las superficies superior e inferior del voladizo del techo. 3. La presión positiva en el plafón del voladizo de cubierta, p_s, debe tomarse igual a la presión de la pared p_w.		

Componentes y revestimientos		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura 5.9-1A	Coefficientes de presión	Aleros adosados a paredes de edificios

Diagrama



Coefficiente de Presión



Notación

- h_c = altura media del alero adosado, en m.
- h_e = altura media del alero de la cubierta, en m.
- (GC_p) = coeficientes de presión.
- q_h = presión dinámica evaluada a la altura $z = h$, en N/m².

Notas

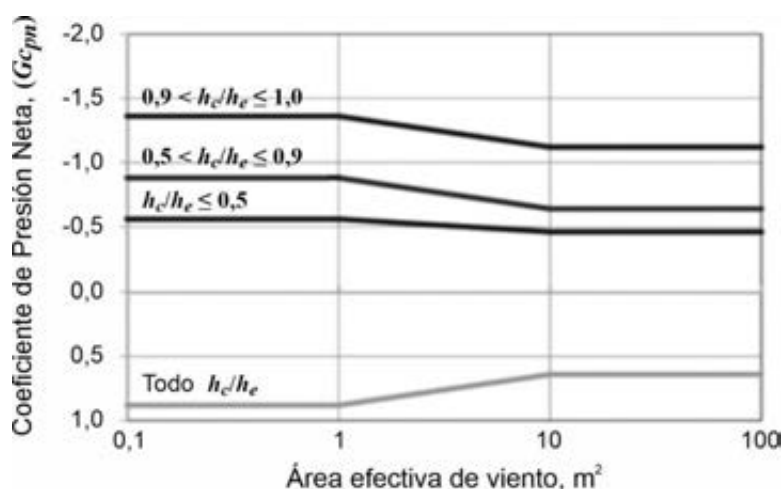
1. Las presiones se basan en los valores más críticos para todas las relaciones de h_c/h_e .
2. La escala vertical denota (GC_p) para usarse con q_h .
3. La escala horizontal indica área de viento efectiva, en m².
4. Los signos negativos significan presiones que actúan alejándose de la superficie.

Componentes y revestimientos		$h \leq 20$ m
Figura 5.9-1B	Coefficientes de presión neta	Aleros adosados a paredes de edificios

Diagrama



Coefficiente de Presión Neta



Notación

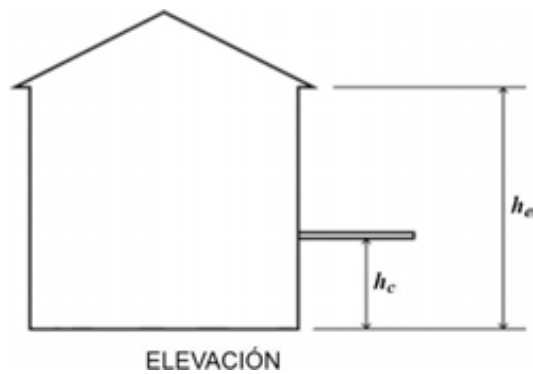
- h_c = altura media del alero adosado, en m.
 h_e = altura media del alero de la cubierta, en m.
 (GC_{pn}) = coeficientes de presión neta.
 q_h = presión dinámica evaluada a la altura $z = h$, en N/m^2 .

Notas

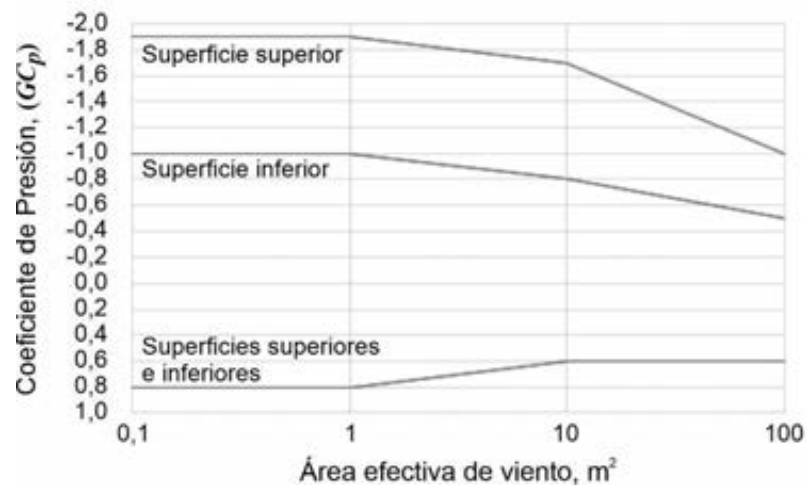
1. La escala vertical denota (GC_{pn}) para usarse con q_h .
2. La escala horizontal indica área de viento efectiva, en m^2 .
3. Los signos negativos y positivos significan presiones actuando hacia arriba y hacia abajo, respectivamente.
4. Cada componente debe estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas.
5. Utilice interpolación lineal para valores intermedios de h_c/h_e .

Componentes y revestimientos		$h > 20 \text{ m}$
Figura 5.9-2A	Coeficientes de presión	Aleros adosados a paredes de edificios

Diagrama



Coeficiente de Presión



Notación

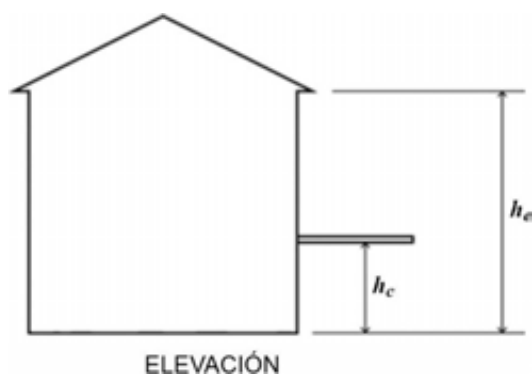
- h_c = altura media del alero adosado, en m.
- h_e = altura media del alero de la cubierta, en m.
- (GC_p) = coeficientes de presión.
- q_h = presión dinámica evaluada a la altura $z = h$, en N/m².

Notas

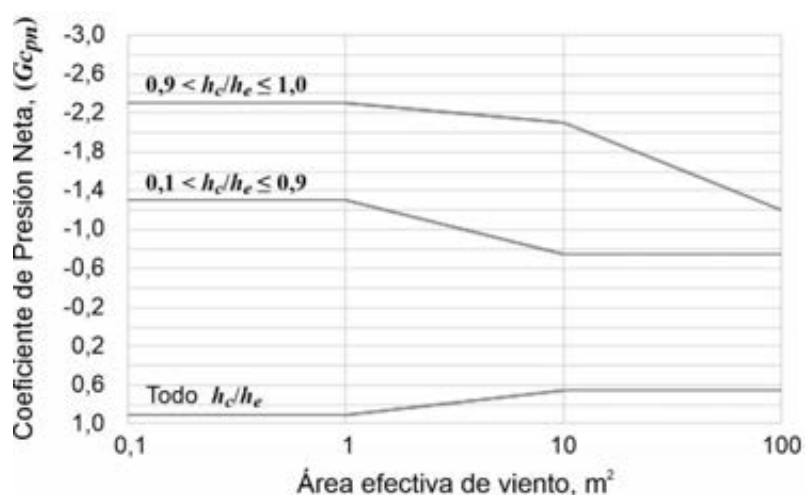
- Las presiones se basan en los valores más críticos para todas las relaciones de h_c/h_e .
- La escala vertical denota (GC_p) para usarse con q_h .
- La escala horizontal indica área de viento efectiva, en m².
- Los signos negativos significan presiones que actúan alejándose de la superficie.

Componentes y revestimientos		$h > 20$ m
Figura 5.9-2B	Coeficientes de presión neta	Aleros adosados a paredes de edificios

Diagrama



Coeficiente de Presión Neta



Notación

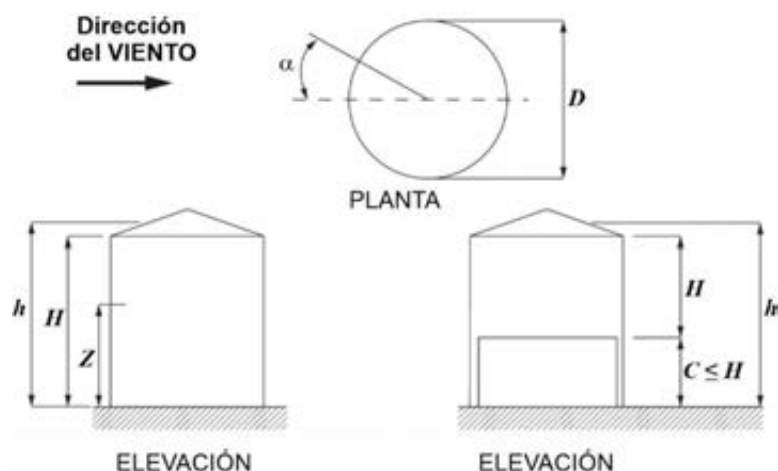
- h_c = altura media del alero adosado, en m.
 h_e = altura media del alero de la cubierta, en m.
 (GC_{pn}) = coeficientes de presión neta.
 q_h = presión dinámica evaluada a la altura $z = h$, en N/m^2 .

Notas

1. La escala vertical denota (GC_{pn}) para usarse con q_h .
2. La escala horizontal indica área de viento efectiva, en m^2 .
3. Los signos negativos y positivos significan presiones actuando hacia arriba y hacia abajo, respectivamente.
4. Cada componente debe estar diseñado para presiones positivas y negativas máximas.
5. Utilice interpolación lineal para valores intermedios de h_c/h_e .

Componentes y revestimientos		$h \leq 40$ m
Figura 5.10-1	$D < 40$ m y $0,25 < H/D < 4,0$	Paredes de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados
Coeficientes de presión externa, (GC_p)		

Diagramas



Notación

h = altura media de la cubierta, en m.

H = altura del cilindro con revestimiento, en m.

Z = altura al centroide del área proyectada de la estructura circular con revestimiento, en m.

α = ángulo desde la dirección del viento hasta un punto en la pared de un contenedor circular, silo o tanque, en grados.

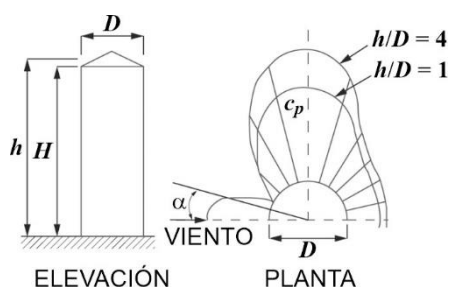
D = diámetro, en m.

C = altura libre sobre el suelo, en m.

Coeficientes de Presión Externa, ($GC_{p(\alpha)}$) en Paredes de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales

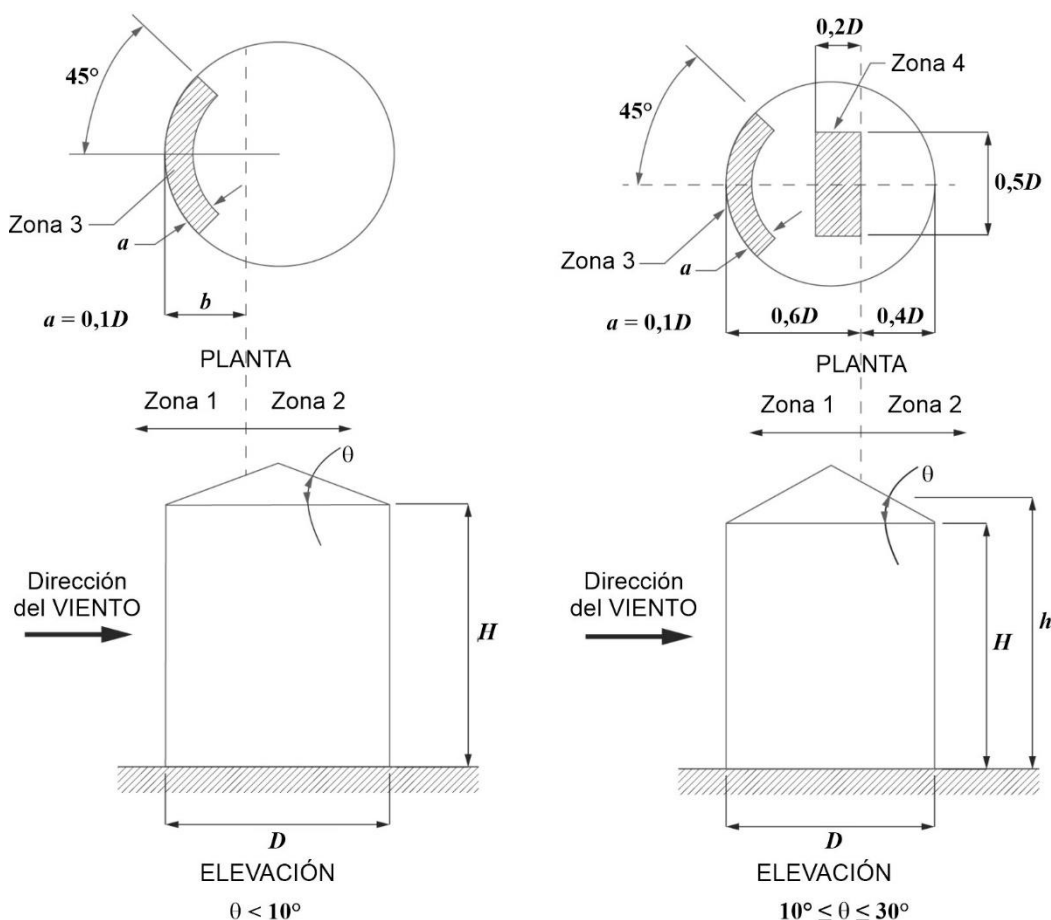
Ángulo α Grados	Relación de aspecto, H/D					
	0,25	0,50	1	2	3	4
	($GC_{p(\alpha)}$)	($GC_{p(\alpha)}$)	($GC_{p(\alpha)}$)	($GC_{p(\alpha)}$)	($GC_{p(\alpha)}$)	($GC_{p(\alpha)}$)
0°	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
15°	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
30°	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
45°	-0,2	-0,2	-0,2	-0,3	-0,3	-0,3
60°	-0,6	-0,7	-0,8	-0,9	-1,0	-1,1
75°	-0,7	-0,9	-1,2	-1,4	-1,6	-1,7
90°	-0,7	-0,9	-1,2	-1,4	-1,6	-1,7
105°	-0,6	-0,8	-0,9	-1,1	-1,1	-1,2
120°	-0,5	-0,6	-0,6	-0,7	-0,7	-0,7
135°	-0,4	-0,4	-0,4	-0,5	-0,5	-0,5
150°	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
165°	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4
180°	-0,3	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4	-0,4

Distribución de la Presión Externa, ($GC_{p(\alpha)}$) en el Perímetro del Muro



Componentes y revestimientos		$h \leq 40 \text{ m}$
Figura 5.10-2	$D < 40 \text{ m}$ y $0,25 < H/D < 4,0$	Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados
Coeficientes de presión externa, (GC_p)		

Diagramas



Notación

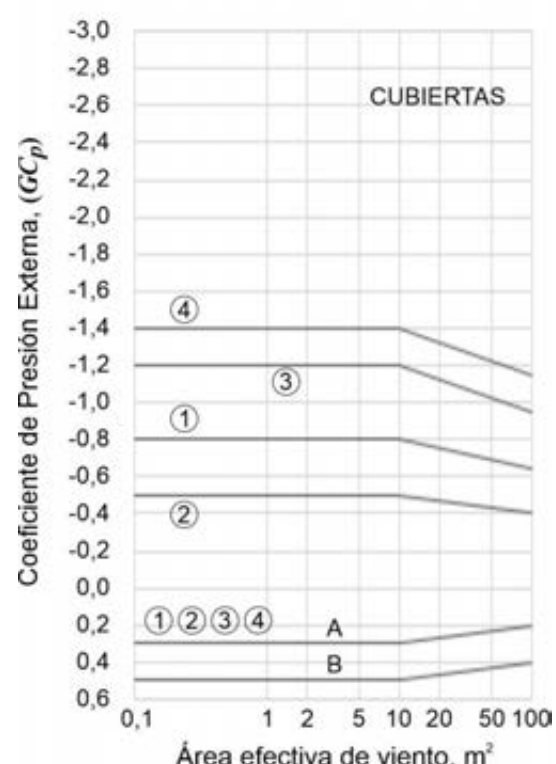
- a = 10 % del diámetro.
- b = dimensión horizontal especificada para la Zona 1 de un techo cónico, en m.
- D = diámetro de una estructura circular, en m.
- h = altura media del techo, en m.
- H = altura del cilindro con revestimiento, en m.
- θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Notas

Para techos con ángulos de techo promedio de menos de 10° , b se determinará a partir de la siguiente tabla. Se permitirá la interpolación lineal.

H/D	0,25	0,5	$\geq 1,0$
b	$0,2D$	$0,5D$	$0,1h + 0,6D$

Componentes y revestimientos		$h \leq 40 \text{ m}$
Figura 5.10-2 (continuación)	$D < 40 \text{ m}$ y $0,25 < H/D < 4,0$	Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados
Coeficientes de presión externa, (GC_p)		



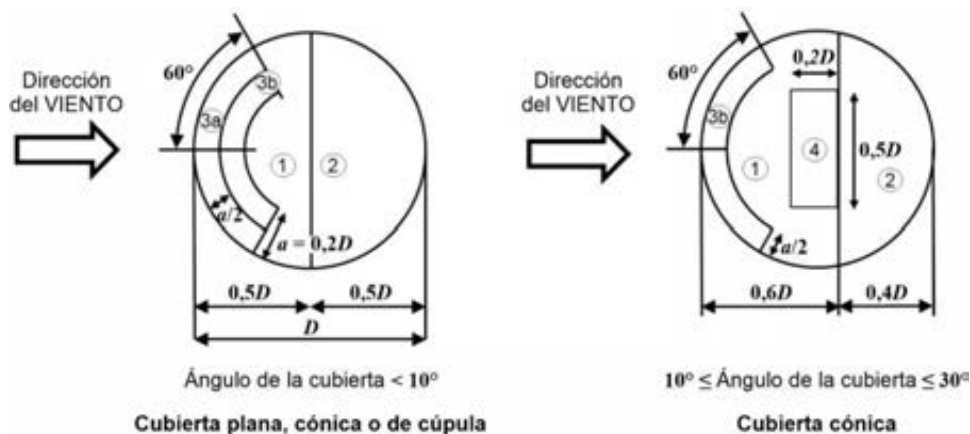
El gráfico muestra el Coeficiente de Presión Externa (GC_p) en función del Área efectiva de viento (m^2) para cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales aislados. La escala vertical (GC_p) varía de -3,0 a 0,6. La escala horizontal (Área efectiva de viento, m^2) es logarítmica, con valores 0,1, 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100. El gráfico está dividido en varias zonas numeradas (1, 2, 3, 4) y etiquetadas como A y B. Las líneas representan diferentes tipos de presiones (positivas y negativas) que actúan sobre las superficies.

Notas

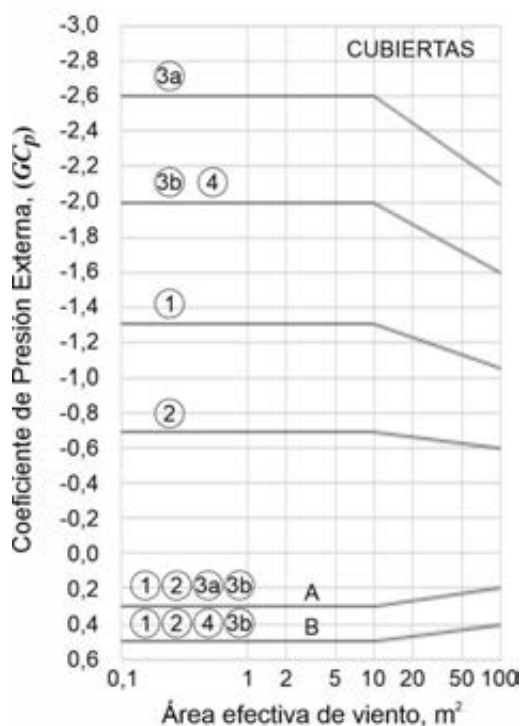
1. La escala vertical denota (GC_p) para usarse con q_h .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. Para voladizos de cubierta, (GC_p) será igual a los valores de la Zona 1 multiplicados por 2.
6. Los valores de la línea A se aplicarán a los techos con ángulos de techo de menos de 10° .
7. Los valores de la línea B se aplicarán a techos con ángulos de techo mayores e iguales a 10° .

Componentes y revestimientos		$h \leq 40$ m
Figura 5.10-3	$D < 40$ m y $0,25 < H/D < 4,0$ (Espaciado de centro a centro $< 1,25D$)	Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales agrupados
Coeficientes de presión externa, (GC_p)		

Diagramas



Coeficientes de presión externa, (GC_p)



Notación

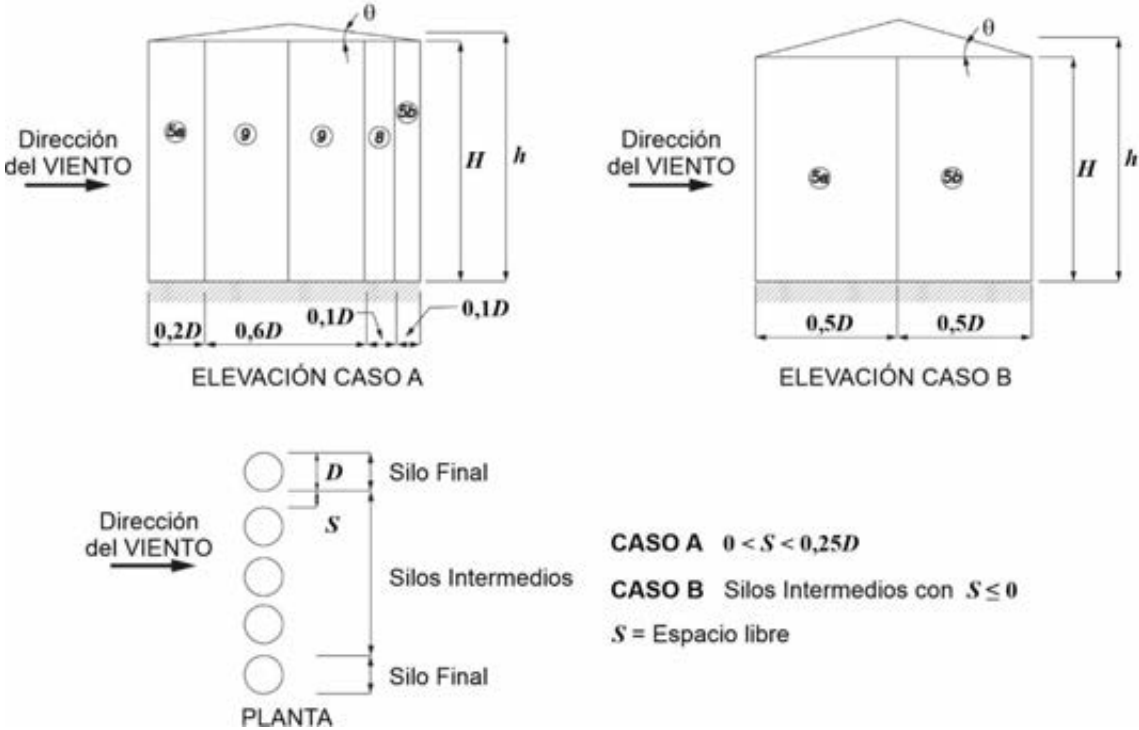
- a = 20 % del diámetro.
- D = diámetro, en m.
- h = altura media del techo, en m.
- θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Notas

- La escala vertical denota (GC_p) para usarse con q_h .
- La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
- Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
- Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
- Los valores de la línea A se aplicarán a los techos con ángulos de techo de menos de 10° .
- Los valores de la línea B se aplicarán a techos con ángulos de techo mayores e iguales a 10° .
- La zona 4 se aplicará a techos con ángulos de techo mayores de 15° .
- Para voladizos de cubierta, (GC_p) será igual a los valores de la Zona 1 multiplicados por 2,0.

Componentes y revestimientos		$h \leq 40 \text{ m}$
Figura 5.10-4	$D < 40 \text{ m}$ y $0,25 < H/D < 4,0$ (Espaciado de centro a centro $< 1,25D$)	Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales agrupados
Coeficientes de presión externa, (GC_p)		

Diagramas

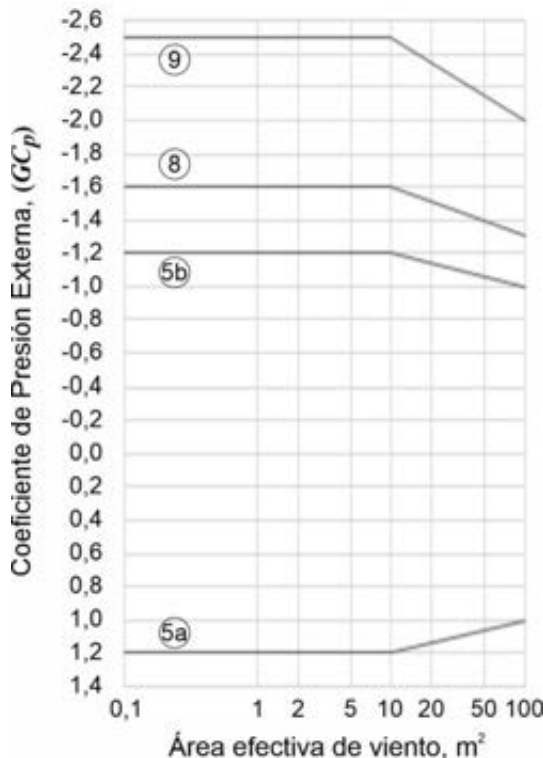


Notación

- D = diámetro, en m.
- h = altura media del techo, en m.
- H = altura del cilindro con revestimiento, en m.
- θ = ángulo del plano del techo desde la horizontal, en grados.

Componentes y revestimientos		$h \leq 40$ m
Figura 5.10-4 (continuación)	$D < 40$ m y $0,25 < H/D < 4,0$ (Espaciado de centro a centro $< 1,25D$)	Cubiertas de silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales agrupados
Coeficientes de presión externa, (GC_p)		

Coeficiente de presión externa

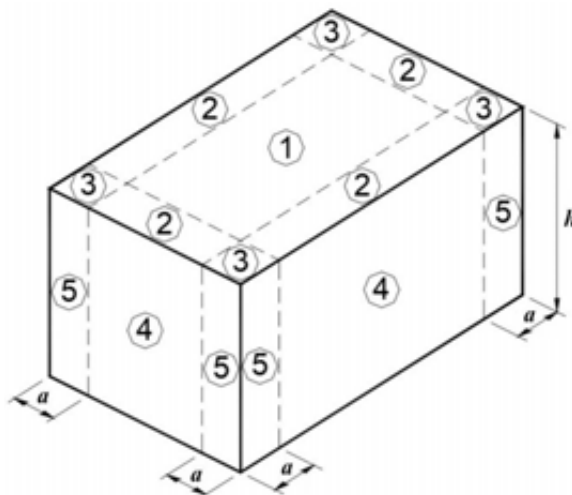


Área efectiva de viento (m^2)	Zona 9 (GC_p)	Zona 8 (GC_p)	Zona 5b (GC_p)	Zona 5a (GC_p)
0,1	-2,5	-1,6	-1,2	1,2
1	-2,5	-1,6	-1,2	1,2
2	-2,5	-1,6	-1,2	1,2
5	-2,5	-1,6	-1,2	1,2
10	-2,5	-1,6	-1,2	1,2
20	-2,2	-1,4	-1,1	1,2
50	-2,0	-1,3	-1,05	1,2
100	-2,0	-1,3	-1,0	1,2

Notas

1. La escala vertical denota (GC_p) para usarse con q_h .
2. La escala horizontal indica el área efectiva del viento, en m^2 .
3. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
4. Cada componente se diseñará para presiones positivas y negativas máximas.
5. La zona 9 será la región con la menor distancia entre los silos adyacentes y en las esquinas exteriores de los grupos.
6. El caso A es aplicable para los silos con espacio libre mayor que 0 y menor que $0,25D$. El caso B es aplicable para los silos intermedios del conjunto de silos, excluyendo los silos finales, con un espacio libre igual o menor que 0 .

Componentes y revestimientos		$h \leq 10 \text{ m}$
Tabla 5.13-2	Presiones del viento de diseño	Procedimiento simplificado. Paredes y cubierta
Edificios cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos		



Notas

1. Las presiones del viento de diseño representan la presión neta (suma de las presiones externa e interna) aplicada normalmente a todas las superficies.
2. Los valores indicados corresponden a la exposición B. Para otras exposiciones los mismos se deben multiplicar por los siguientes factores: Exposición C: **1,41** y Exposición D: **1,68**.
3. Se permite la interpolación lineal entre los valores de áreas tributarias.
4. Los signos más y menos significan presión actuando hacia y desde la superficie exterior, respectivamente.
5. Todos los elementos componentes y de revestimiento se deben diseñar para las presiones negativas y positivas que se indican en la tabla.
6. Simbología:
 a = **10 %** de la menor dimensión horizontal o **0,4h**, la que sea menor, pero no menos que **4 %** de la menor dimensión horizontal o **1 m**.
 h = altura media de cubierta, en m.

Nota para el usuario:

- Para **Edificios cerrados y parcialmente abiertos**, ver páginas 200-201 de este Reglamento.
- Para **Edificios parcialmente cerrados**, ver páginas 202-203 de este Reglamento.

Componentes y revestimientos				$h \leq 10 \text{ m}$						
Tabla 5.13-2 (cont.)		Presiones del viento de diseño		Procedimiento simplificado. Paredes y cubierta						
Edificios cerrados y parcialmente abiertos										
Presiones de viento de diseño (N/m ²)										
Ubicación	Zona	Área efectiva de viento (m ²)	Velocidad básica del viento V (m/seg)							
			40	42,9	45,7	46	49	51,4	52,5	55,1
Cubierta	1	1	+800 -1113	+800 -1280	+800 -1453	+800 -1472	+800 -1670	+800 -1837	+800 -1917	+800 -2112
		2	+800 -1054	+800 -1212	+800 -1375	+800 -1393	+800 -1581	+800 -1740	+800 -1815	+800 -1999
		10	+800 -870	+800 -1001	+800 -1136	+800 -1151	+800 -1306	+800 -1437	+800 -1499	+800 -1651
	2	1	+800 -1468	+800 -1468	+800 -1916	+800 -1941	+800 -2203	+800 -2424	+800 -2529	+800 -2785
		2	+800 -1373	+800 -1580	+800 -1792	+800 -1816	+800 -2061	+800 -2268	+800 -2366	+800 -2606
		10	+800 -1154	+800 -1328	+800 -1507	+800 -1526	+800 -1732	+800 -1906	+800 -1988	+800 -2190
	3	1	+800 -2001	+800 -2301	+800 -2611	+800 -2646	+800 -3002	+800 -3304	+800 -3446	+800 -3796
		2	+800 -1811	+800 -2083	+800 -2364	+800 -2395	+800 -2718	+800 -2991	+800 -3120	+800 -3437
		10	+800 -1373	+800 -1580	+800 -1792	+800 -1816	+800 -2061	+800 -2268	+800 -2366	+800 -2606
Paredes	4	1	+800 -800	+803 -871	912 -989	924 -1002	1048 -1137	1153 -1251	1203 -1305	1325 -1438
		5	+800 -800	+800 -800	819 -896	830 -908	942 -1030	1036 -1134	1081 -1183	1191 -1303
		50	+800 -800	+800 -800	+800 -800	+800 -800	+800 -870	860 -958	897 -999	988 -1101
	5	1	+800 -935	+803 -1076	912 -1221	924 -1237	1048 -1403	1153 -1544	1203 -1611	1325 -1775
		5	+800 -800	+800 -906	834 -1028	845 -1041	959 -1181	1056 -1300	1101 -1356	1213 -1494
		50	+800 -800	+800 -800	+800 -800	+800 -800	+800 -870	860 -958	897 -999	988 -1101

Componentes y revestimientos		$h \leq 10 \text{ m}$
Tabla 5.13-2 (cont.)	Presiones del viento de diseño	Procedimiento simplificado. Paredes y cubierta
Edificios cerrados y parcialmente abiertos		

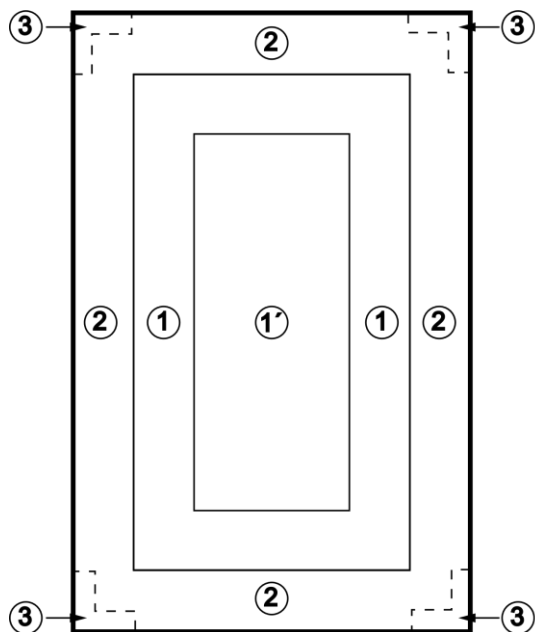
Presiones de viento de diseño (N/m ²)										
Ubicación	Zona	Área efectiva de viento (m ²)	Velocidad básica del viento V (m/seg)							
			57,1	59,1	61,2	62,8	65,7	67,4	68,5	73,5
Cubierta	1	1	+800 -2268	+800 -2429	+800 -2605	+800 -2743	+800 -3002	807 -3159	833 -3263	959 -3757
		2	+800 -2147	+800 -2300	+800 -2466	+800 -2597	+800 -2842	+800 -2991	+800 -3090	899 -3557
		10	+800 -1773	+800 -1899	+800 -2037	+800 -2145	+800 -2347	+800 -2470	+800 -2552	+800 -2938
	2	1	+800 -2991	+800 -3205	+800 -3436	+800 -3618	+800 -3960	807 -4168	833 -4305	959 -4956
		2	+800 -2798	+800 -2998	+800 -3215	+800 -3385	+800 -3705	+800 -3899	+800 -4027	899 -4637
		10	+800 -2352	+800 -2520	+800 -2702	+800 -2845	+800 -3114	+800 -3277	+800 -3385	+800 -3897
	3	1	+800 -4077	+800 -4367	+800 -4683	+800 -4931	+800 -5397	807 -5680	833 -5867	959 -6755
		2	+800 -3691	+800 -3954	+800 -4240	+800 -4465	+800 -4886	+800 -5143	+800 -5312	899 -6116
		10	+800 -2798	+800 -2998	+800 -3215	+800 -3385	+800 -3705	+800 -3899	+800 -4027	+800 -4637
Paredes	4	1	1423 -1544	1525 -1654	1635 -1774	1722 -1868	1884 -2044	1983 -2151	2048 -2222	2358 -2558
		5	1279 -1399	1370 -1499	1469 -1607	1547 -1692	1693 -1852	1781 -1949	1840 -2014	2118 -2318
		50	1061 -1182	1137 -1266	1219 -1358	1284 -1430	1405 -1565	1479 -1647	1528 -1701	1759 -1959
	5	1	1423 -1906	1525 -2042	1635 -2189	1722 -2305	1884 -2523	1983 -2655	2048 -2743	2358 -3158
		5	1303 -1604	1396 -1719	1496 -1843	1576 -1940	1725 -2124	1815 -2235	1875 -2309	2158 -2658
		50	1061 -1182	1137 -1266	1219 -1358	1284 -1430	1405 -1565	1479 -1647	1528 -1701	1759 -1959

Componentes y revestimientos			$h \leq 10 \text{ m}$							
Tabla 5.13-2 (cont.)	Presiones del viento de diseño		Procedimiento simplificado. Paredes y cubierta							
Edificios parcialmente cerrados										
Presiones de viento de diseño (N/m ²)										
Ubicación	Zona	Área efectiva de viento (m ²)	Velocidad básica del viento V (m/seg)							
			40	42,9	45,7	46	49	51,4	52,5	55,1
Cubierta	1	1	+800 -1332	+800 -1532	+800 -1738	+800 -1761	+800 -1999	831 -2199	867 -2294	955 -2527
		2	+800 -1273	+800 -1464	+800 -1661	+800 -1683	+800 -1910	801 -2101	836 -2192	921 -2415
		10	+800 -1089	+800 -1253	+800 -1422	+800 -1440	+800 -1634	+800 -1798	+800 -1876	842 -2067
	2	1	+800 -1687	+800 -1940	+800 -2202	+800 -2231	+800 -2531	831 -2786	867 -2906	955 -3201
		2	+800 -1592	+800 -1831	+800 -2078	+800 -2106	+800 -2389	801 -2629	836 -2743	921 -3021
		10	+800 -1373	+800 -1580	+800 -1792	+800 -1816	+800 -2061	+800 -2268	+800 -2366	842 -2606
	3	1	+800 -2220	+800 -2553	+800 -2897	+800 -2936	+800 -3331	831 -3665	867 -3824	955 -4212
		2	+800 -2030	+800 -2335	+800 -2650	+800 -2685	+800 -3047	801 -3352	836 -3497	921 -3852
		10	+800 -1592	+800 -1831	+800 -2078	+800 -2106	+800 -2389	+800 -2629	+800 -2743	842 -3021
Paredes	4	1	917 -977	1055 -1123	1198 -1275	1213 -1292	1377 -1466	1515 -1613	1580 -1682	1741 -1853
		5	846 -906	974 -1042	1105 -1182	1119 -1198	1270 -1359	1398 -1495	1458 -1560	1606 -1718
		50	+800 -800	851 -919	966 -1043	979 -1057	1110 -1199	1222 -1319	1275 -1377	1404 -1516
	5	1	917 -1154	1055 -1328	1198 -1507	1213 -1526	1377 -1732	1515 -1906	1580 -1988	1741 -2190
		5	858 -1006	987 -1157	1120 -1313	1135 -1331	1288 -1510	1417 -1662	1479 -1733	1629 -1909
		50	+800 -800	851 -919	966 -1043	979 -1057	1110 -1199	1222 -1319	1275 -1377	1404 -1516

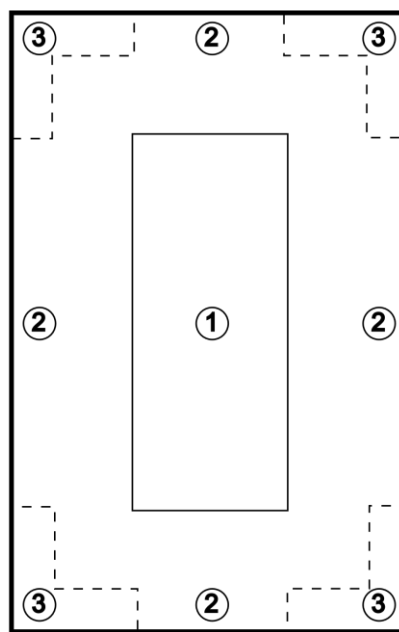
Componentes y revestimientos			$h \leq 10 \text{ m}$								
Tabla 5.13-2 (cont.)	Presiones del viento de diseño		Procedimiento simplificado. Paredes y cubierta								
Edificios parcialmente cerrados											
Presiones de viento de diseño (N/m ²)											
Ubicación	Zona	Área efectiva de viento (m ²)	Velocidad básica del viento V (m/seg)								
			57,1	59,1	61,2	62,8	65,7	67,4	68,5	73,5	
Cubierta	1	1	1025 -2714	1098 -2907	1178 -3118	1240 -3283	1357 -3593	1428 -3781	1475 -3906	1699 -4497	
		2	989 -2593	1060 -2778	1136 -2979	1196 -3137	1309 -3433	1378 -3613	1423 -3732	1639 -4297	
		10	905 -2219	969 -2378	1039 -2550	1094 -2685	1198 -2938	1260 -3092	1302 -3194	1499 -3677	
	2	1	1025 -3438	1098 -3683	1178 -3949	1240 -4158	1357 -4551	1428 -4790	1475 -4947	1699 -5696	
		2	989 -3245	1060 -3476	1136 -3727	1196 -3925	1309 -4296	1378 -4521	1423 -4670	1639 -5376	
		10	905 -2798	969 -2998	1039 -3215	1094 -3385	1198 -3705	1260 -3899	1302 -4027	1499 -4637	
	3	1	1025 -4523	1098 -4846	1178 -5196	1240 -5471	1357 -5988	1428 -6302	1475 -6510	1699 -7495	
		2	989 -4137	1060 -4432	1136 -4753	1196 -5004	1309 -5477	1378 -5764	1423 -5954	1639 -6855	
		10	905 -3245	969 -3476	1039 -3727	1094 -3925	1198 -4296	1260 -4521	1302 -4670	1499 -5376	
	Paredes	4	1	1870 -1990	2003 -2132	2148 -2286	2261 -2407	2475 -2635	2605 -2773	2691 -2864	3098 -3298
			5	1725 -1845	1848 -1977	1981 -2120	2086 -2232	2284 -2443	2403 -2571	2482 -2656	2858 -3058
			50	1508 -1628	1615 -1744	1732 -1871	1824 -1970	1996 -2156	2101 -2269	2170 -2343	2498 -2698
5		1	1870 -2352	2003 -2520	2148 -2702	2261 -2845	2475 -3114	2605 -3277	2691 -3385	3098 -3897	
		5	1749 -2050	1874 -2197	2009 -2356	2116 -2480	2315 -2715	2437 -2857	2517 -2951	2898 -3398	
		50	1508 -1628	1615 -1744	1732 -1871	1824 -1970	1996 -2156	2101 -2269	2170 -2343	2498 -2698	

Figura C 5-1

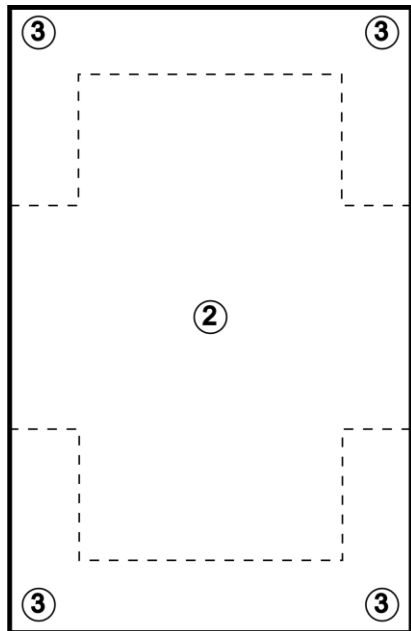
Cuatro escenarios posibles de zonas de cubierta, que dependen de las relaciones entre las dimensiones mínimas y máximas en planta, con la altura media del techo h .



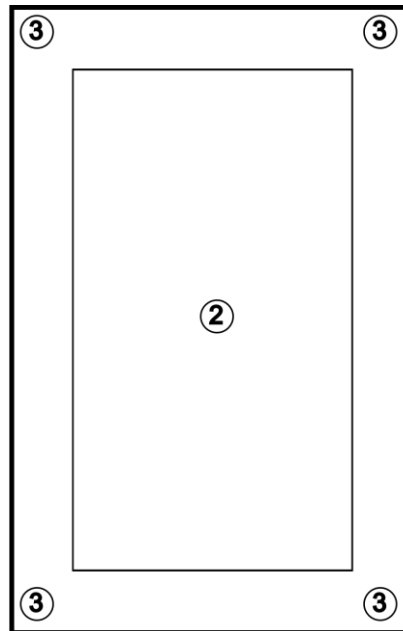
Edificios con la menor dimensión en planta, mayor a $2,4h$



Edificios con la menor dimensión en planta, mayor a $1,2h$ y menor a $2,4h$



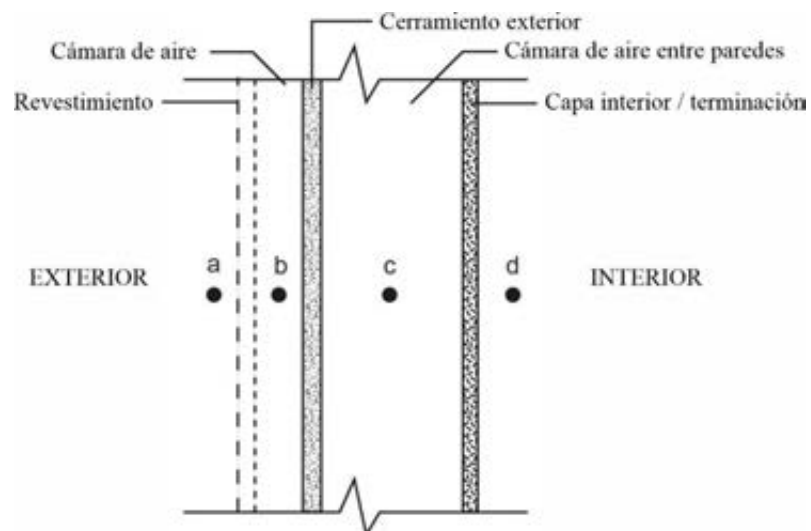
Edificios con la menor dimensión en planta, menor a $1,2h$; y con la mayor dimensión en planta, mayor a $1,2h$



Edificios con la mayor dimensión en planta, menor a $1,2h$

Figura C 5.1-1

Distribución de la presión sobre los componentes y el revestimiento, al actuar sobre la superficie de un edificio (envolvente del edificio), compuesto por tres elementos (capas).



$P_a - P_b$ = gradiente de presión a través del revestimiento

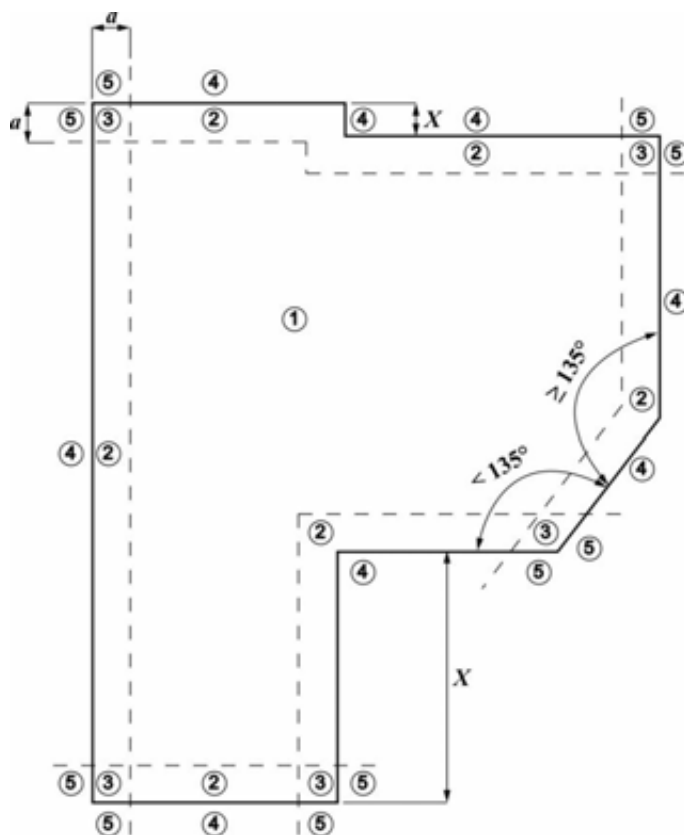
$P_b - P_c$ = gradiente de presión a través del cerramiento exterior.

$P_c - P_d$ = gradiente de presión a través del cerramiento interior.

Figura C 5.3-2

Vista en planta de las zonas de cubierta y paredes, para cargas sobre componentes y revestimientos, en edificios de planta irregular.

Diagrama



Observaciones

a = 10 % de la menor dimensión en planta o $0,4h$ el que resulte menor, pero mayor al 4 % de la menor dimensión en planta o 1,0 m.

X = longitud de desfase.

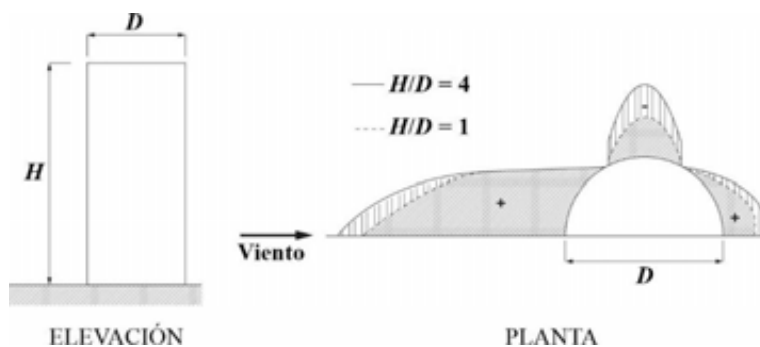
Notas

1. Las etiquetas marcadas en la planta de la cubierta indican zonas sobre la cubierta; las etiquetas marcadas fuera de la planta de la cubierta indican zonas sobre las paredes.
2. Si $X \leq a$, no es necesario aplicar las zonas 3 y 5 en esa esquina.
3. Si el ángulo interior es $\geq 135^\circ$, no es necesario aplicar las zonas 3 y 5 en esa esquina.

Figura C 5.10-1

Distribución de coeficientes de presión media $((GC_p) - (GC_{pi}))$ sobre paredes de recipientes cilíndricos verticales con la parte superior abierta.

Diagrama



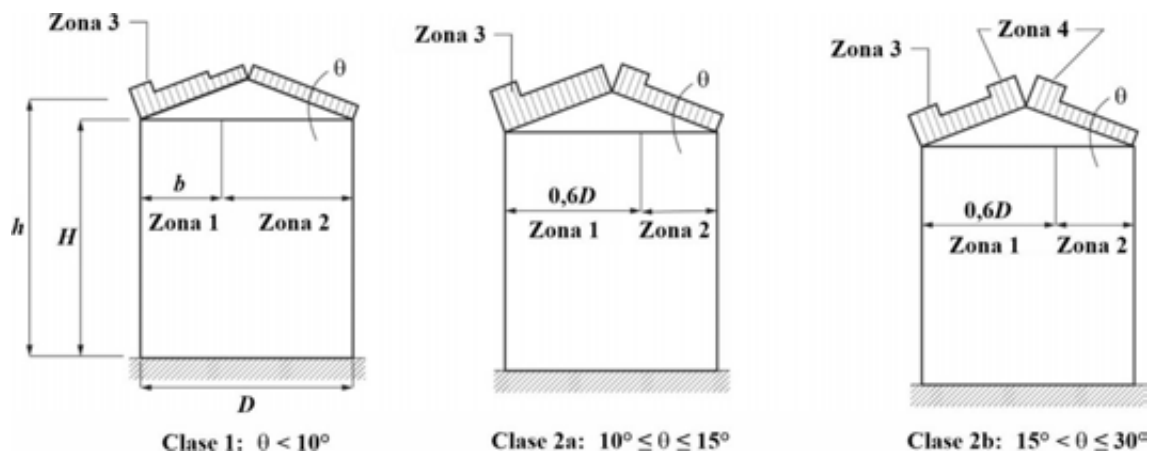
Notación:

D = diámetro de la estructura.
 H = altura del cilindro.

Figura C 5.10-2

Distribución de coeficientes de presión externa, (GC_p), sobre cubiertas de recipientes cilíndricos verticales aislados.

Diagrama



Notación:

- b = dimensión horizontal especificada para la Zona 1 de una cubierta cónica. Para ángulos de cubierta inferiores a 10° (Clase 1), b se calcula a partir de la tabla de coeficientes de presión externa de la **Figura 5.10-2** (por ejemplo, $b = 0,5D$ para $H/D = 0,5$). Para ángulos de cubierta iguales o superiores a 10° (Clases 2a y 2b), $b = 0,6D$.
- D = diámetro de la estructura circular.
- h = altura media de la cubierta.
- H = altura del cilindro.
- θ = ángulo del plano de la cubierta respecto a la horizontal.

CAPÍTULO 6. PROCEDIMIENTO DE TÚNEL DE VIENTO

6.1. ALCANCE

El procedimiento de túnel de viento será usado donde sea necesario según los artículos 2.1.3, 4.1.3 o 5.1.3. Se puede utilizar el procedimiento de túnel de viento para cualquier edificio o estructura en lugar de los procedimientos de diseño especificados en el **Capítulo 2** (SPRFV para edificios de todas las alturas y edificios de diafragma simple con $h \leq 10$ m), **Capítulo 4** (SPRFV para todas las demás estructuras), y **Capítulo 5** (componentes y revestimientos para todos los tipos de edificios y otras estructuras).

C 6.1. ALCANCE

El ensayo en túnel de viento se debe usar cuando una estructura presenta cualquiera de las características definidas en los artículos 2.1.3, 4.1.3, 5.1.3, C.1.3, o cuando el diseñador estructural desea determinar con mayor exactitud las cargas de viento. Para algunas formas de edificios el ensayo en túnel de viento evita adoptar un criterio excesivamente conservador, que está implícito en las envolventes de cargas de viento inherentes a los procedimientos de los **Capítulos 2, 4, 5 y Apéndice C**. También el ensayo en túnel de viento permite modelar los efectos del entorno inmediato y determinar con mayor exactitud las cargas de viento para un edificio de forma compleja, que los procedimientos de los **Capítulos 2 a 5**. Es el propósito de este reglamento que el ensayo en túnel de viento se permita usar en cualquier edificio u otra estructura para determinar las cargas de viento.

Diseño asistido por base de datos

Hay investigadores que desarrollaron bases de datos de resultados en túneles de viento que contienen registros de presiones medidas sincrónicamente en gran cantidad de ubicaciones sobre la superficie exterior de modelos de edificios, por ejemplo, Simiu y asoc (2003), y Main and Fritz (2006). Tales bases de datos incluyen información que permite a un diseñador estructural determinar, sin ensayos específicos en túnel de viento, fuerzas y momentos inducidos por el viento sobre el SPRFV y C&R de tamaños y formas seleccionadas de edificios. Un conjunto de tales bases de datos de dominio público, registrados en ensayos llevados a cabo en la Universidad de Western Ontario (Ho y asoc, 2005; St. Pierre y asoc, 2005) para edificios con cubiertas de dos pendientes está disponible en el National Institute of Standards and Technology, NIST). www.nist.gov/wind.

Se restringe el uso de bases de datos a aquellas que se hayan obtenido usando metodología de ensayo que cumpla con los requisitos para ensayos en túnel de viento especificados en este **Capítulo 6**.

Nota para el usuario: el **Capítulo 6** siempre se puede utilizar en la obtención de las presiones de viento sobre SPRFV y/o sobre C&R de cualquier edificio u otra estructura. Se considera que este método produce las presiones de viento más precisas que cualquier otro método especificado en este Reglamento.

6.2. CONDICIONES DE ENSAYO

Los ensayos en túnel de viento o ensayos similares empleando fluidos distintos del aire, usados para la obtención de cargas de viento de diseño para cualquier edificio, otra estructura, partes de la estructura o componentes se llevarán a cabo de acuerdo con este capítulo.

C 6.2. CONDICIONES DE ENSAYO

Hasta tanto el **INTI-CIRSOC** disponga de un documento específico para ensayos en túnel de viento se dan los lineamientos mínimos en el artículo 6.2. En el caso de que los ensayos en túnel de viento cumplan con la norma **ASCE 49** se considerarán satisfechos los requisitos del artículo 6.2.

Hasta tanto el **INTI-CIRSOC** publique un documento específico, los ensayos en túnel de viento para la obtención de fuerzas y presiones medias, fluctuantes y pico, deben cumplir con los requerimientos que se indican a continuación:

- a. La capa límite atmosférica natural ha sido modelada para tener en cuenta la variación de la velocidad del viento con la altura.
- b. Las escalas pertinentes de macro longitud (integral) y micro longitud de la componente longitudinal de la turbulencia atmosférica están modeladas aproximadamente a la misma escala que la usada para modelar el edificio u otra estructura.
- c. El edificio u otra estructura modelada y las estructuras y topografía circundantes son geoméricamente similares a sus contrapartes en escala natural, excepto que, para edificios de baja altura que reúnan los requisitos del artículo 2.1.2, se permitirán ensayos para el edificio modelado en un único sitio de exposición tal como se define en el artículo 1.7.3.
- d. El área proyectada del edificio u otra estructura y alrededores modelados es menor que el **8 %** del área de la sección transversal de ensayo a menos que se haga una corrección por bloqueo.
- e. Se ha tenido en cuenta el gradiente de presión longitudinal en la sección de ensayo del túnel de viento.
- f. Los efectos del número de Reynolds sobre las presiones y las fuerzas están minimizados.
- g. Las características de respuesta del instrumental del túnel de viento son consistentes con las mediciones requeridas.

Es práctica común recurrir a los ensayos en túnel de viento cuando se requieren datos de diseño para las siguientes cargas inducidas por viento:

1. Presiones resultantes de geometrías irregulares en muros cortina.
2. Cargas transversales al viento y/o de torsión.
3. Cargas periódicas causadas por desprendimiento de vórtices.
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 por lo general tienen las dimensiones de la sección de ensayo en el orden de **2 m** de ancho y altura, y una longitud de **8 veces** esa medida. Las velocidades de viento máximas están comúnmente en el intervalo de **10 a 45 m/s**. El túnel de viento puede ser de circuito abierto o de circuito cerrado, sin preferencia por uno u otro tipo.

Comúnmente 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 balanza de alta frecuencia en la base (H-FBBM),
3. modelo aeroelástico (AM).

Se puede emplear uno o más de los modelos para obtener cargas de diseño para un dado edificio o estructura. El PM provee presiones para el diseño de C&R y para la determinación de cargas globales.

El H-FBBM mide cargas fluctuantes totales (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 la medición directa de cargas totales, desviaciones y aceleraciones.

Cada uno de estos modelos, junto con un modelo del entorno (modelo de proximidad), puede proveer información adicional a las cargas de viento, tales como cargas de nieve sobre cubiertas complejas, datos de viento para evaluar el impacto ambiental sobre peatones, y concentraciones de emisiones contaminantes del aire para la determinación del impacto ambiental. Varias referencias dan guía e información detallada para la determinación de cargas de viento y otros tipos de datos de diseño mediante ensayos en túnel de viento (Cermak, 1977; Reinhold, 1982; ASCE, 1999; y Boggs and Peterka, 1989).

6.3. RESPUESTA DINÁMICA

Los ensayos realizados con el propósito de obtener la respuesta dinámica de un edificio, otra estructura, partes de una estructura o componentes deben respetar los requisitos del artículo 6.2. El modelo estructural y el análisis asociado deben tener en cuenta la distribución de masa, rigidez y

amortiguamiento.

6.4. EFECTOS DE CARGA ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EDIFICIOS, OTRAS ESTRUCTURAS Y COMPONENTES

Cuando se realicen ensayos en túnel de viento para establecer los efectos de carga en edificios, otras estructuras, partes de estructuras y componentes, los resultados serán únicamente aplicables para el emplazamiento específico considerado en el estudio, a menos que se apliquen las prescripciones del artículo 6.5. Los ensayos deben cumplir los requerimientos de los artículos 6.2 y 6.3.

6.4.1. Intervalos de recurrencia media de los efectos de carga

El efecto de carga requerido por el Diseño por Resistencia se debe obtener para el mismo intervalo de recurrencia media que corresponde a la categoría de riesgo definida en el artículo 1.14, utilizando un método de análisis racional, definido en la bibliografía reconocida, para combinar los datos direccionales del túnel de viento con los datos direccionales meteorológicos o modelos probabilísticos basados en ellos.

Para edificios que son sensibles a posibles variaciones en los valores de los parámetros dinámicos, se necesitarán estudios de esa sensibilidad para aportar una base racional a las recomendaciones de diseño.

Para la evaluación de requisitos de comportamiento en servicio, solamente, el efecto de la carga de viento se podrá calcular para velocidades asociadas a intervalos de recurrencia media menores.

6.4.2. Limitaciones a las velocidades de viento

Las velocidades de viento y las estimaciones probabilísticas basadas en ellas están sujetas a las limitaciones descriptas en el artículo 1.5.3.

6.4.3. Direccionalidad del viento

No se permiten variaciones de la velocidad básica de viento con la dirección a menos que el análisis para velocidades de viento satisfaga los requisitos de este artículo.

La direccionalidad del viento, basada en datos registrados o simulados, se podrá considerar para obtener las cargas de viento y los datos deben ser presentados como parte del reporte a la Autoridad Jurisdiccional. El método para combinar los datos del modelo con la información de velocidad y dirección del viento en el sitio del proyecto será claramente

C 6.4. EFECTOS DE CARGA ESPECÍFICOS DEL SITIO PARA EDIFICIOS, OTRAS ESTRUCTURAS Y COMPONENTES

C 6.4.1. Intervalos de recurrencia media de los efectos de carga

En la literatura se describen ejemplos de métodos de análisis para combinar datos direccionales del túnel de viento con los datos direccionales meteorológicos o los modelos probabilísticos, al respecto ver Lepage and Irwin (1985), Rigato y asoc (2001), Isyumov y asoc (2003), Irwin y asoc (2005), Simiu and Filliben (2005) y Simiu and Miyata (2006).

C 6.4.2. Limitaciones a las velocidades de viento

El artículo 6.4.2 especifica que los métodos estadísticos usados para analizar datos históricos de dirección y velocidades de viento para estudios en túnel de viento deben estar sujetos a las mismas limitaciones especificadas en el artículo 1.5.3 que se aplica al Método Analítico.

C 6.4.3. Direccionalidad del viento

La variabilidad de la velocidad del viento determinada para intervalos de azimut particulares es más grande que aquella de la velocidad de viento determinada sin tener en cuenta la dirección de viento (Isyumov y asoc., 2013). Consecuentemente las cargas de viento y los efectos inducidos por el viento determinados modelando la direccionalidad de viento son inherentemente menos precisos. Actualmente hay en uso varios métodos para combinar datos de modelos en túnel de viento con datos de velocidad y dirección de viento en el sitio de emplazamiento (Isyumov y asoc., 2013; Yeo and Simiu, 2011; Simiu, 2011).

indicado en el reporte. Se debe considerar la variación en la velocidad del viento, basada en la incertidumbre de los datos climáticos, al calcular las cargas de viento; la carga de viento de diseño debe estar basada en los mayores valores que resulten de esta incertidumbre.

No se requiere considerar la incertidumbre en la dirección del viento para la obtención de efectos relacionados con el comportamiento en servicio.

Cualquiera sea el método usado, debe ser cuidadosamente descripto para permitir el escrutinio por parte del diseñador y por parte de la autoridad jurisdiccional. Un abordaje frecuente para tratar con las incertidumbres en las direcciones de viento es rotar la distribución de velocidades de viento asociadas a las distintas direcciones en relación a la orientación del edificio o estructura. Esta rotación de la distribución de viento en el emplazamiento del edificio busca asegurar que las cargas de viento determinadas para el diseño no sean subestimadas, y no debe soslayarse, independientemente del método usado para llegar a las velocidades de viento de diseño. La magnitud apropiada de la rotación varía dependiendo de la calidad y resolución de los datos de viento direccionales en el emplazamiento del proyecto.

Atendiendo a las dificultades para acceder a datos climatológicos locales de calidad en Argentina para aplicar a estudios de direccionalidad, CIRSOC 102 dispone considerar la misma velocidad básica para todas las direcciones, a menos que esté garantizada la calidad de los datos climatológicos.

6.4.4. Limitaciones en las cargas

Las cargas para el sistema principal resistente a la fuerza del viento obtenidas mediante ensayos en túnel de viento se deben limitar de forma que las cargas principales totales en las direcciones **x** e **y** no sean menores que el **80 %** de aquellas que se obtendrían de la Parte 1 del **Capítulo 2** o el **Capítulo 4**.

La carga principal total se debe basar en el momento de vuelco para edificios flexibles y en el corte en la base para otros edificios. La carga principal total para otras estructuras se debe basar en el momento de vuelco para estructuras flexibles y en el corte en la base para estructuras que no califiquen como flexibles.

Las presiones para componentes y revestimientos obtenidas mediante simulación física o computacional se deben limitar a no menos que el **80 %** de aquellas calculadas para Zona 4 para paredes y Zona 1 para cubiertas usando el procedimiento del **Capítulo 5**.

Estas Zonas se refieren a aquellas mostradas en las **Figuras 5.3-1, 5.3-2A-F, 5.3-3, 5.3-4, 5.3-5A-B, 5.3-6, 5.4-1, 5.5-1, 5.5-2, 5.5-3**.

Los valores límites del **80 %** se pueden reducir a **50 %** para el sistema principal resistente a la fuerza del viento y **65 %** para componentes y revestimientos si se aplica cualquiera de las siguientes condiciones:

- No hay edificios u objetos con influencia específica dentro del modelo de proximidad detallada.

C 6.4.4. Limitaciones en las cargas

Los ensayos en túnel de viento con frecuencia miden cargas de viento que son significativamente menores que las requeridas por los **Capítulos 1 al 5** debido a la forma del edificio, la probabilidad de que las velocidades más altas de viento ocurran en direcciones donde los coeficientes de presión o forma del edificio sean menores que sus valores máximos, edificios específicos incluidos en un modelo de proximidad detallado que pueden proveer protección en exceso respecto de la implicada por las categorías de exposición, y el necesario criterio conservador al envolver los coeficientes de carga contenidos en las Tablas y Figuras de los restantes capítulos.

En algunos casos, las estructuras adyacentes pueden proteger la estructura lo suficiente como para que la remoción de una o dos estructuras pudiera incrementar significativamente las cargas de viento. La realización de ensayos adicionales en túnel de viento sin edificios cercanos específicos (o con edificios agregados si éstos pudieran causar cargas incrementadas debidas a canalización o flameo) es un método efectivo para determinar la influencia de edificios adyacentes.

Por esta razón, el reglamento limita la reducción que se puede aceptar a partir de los ensayos en túnel de viento al **80 %** de los resultados obtenidos del **Capítulo 2**, del **Capítulo 5**, o del **Apéndice C**, en un caso general. Para reducciones mayores se distinguen dos casos dependiendo de si el modelo de proximidad del túnel de viento incluyera cualquier edificio u otros objetos con influencia específica que, a juicio del ingeniero de vientos con experiencia, tengan una probable influencia substancial en los resultados, más allá de aquellas características del medio circundante general.

- Los resultados de los ensayos incluyen las cargas y presiones obtenidas con el modelo de proximidad que contenga edificios u objetos con influencia específica y las cargas y presiones obtenidas de ensayos suplementarios para todas las direcciones significativas de viento en las cuales los edificios u objetos con influencia específica son reemplazados por la rugosidad representativa de la condición de rugosidad adyacente, pero no más rugoso que la exposición B.

Si no hay tales edificios u objetos el límite es **50 %** para SPRFV y **65 %** para C&R.

Si hay tales edificios u objetos, se pueden ejecutar ensayos suplementarios para cuantificar su efecto sobre los resultados originales y justificar un límite más bajo que **80 %**, quitándolos del modelo de proximidad detallado y reemplazándolos con la rugosidad del terreno característica consistente con la rugosidad adyacente. Un edificio u objeto con influencia específica es aquel que sobresale muy por encima de sus alrededores, o está inusualmente cerca al edificio en estudio, o puede de otra manera causar un efecto de protección substancial o una magnificación de las cargas de viento. Cuando estos resultados de ensayos suplementarios se incluyen con los resultados originales, los resultados aceptables se consideran entonces que son los más altos de ambas condiciones.

Se permite una reducción mayor para SPRFV porque las cargas para componentes y revestimientos están más sujetas a cambios debido a los efectos de canalización local cuando los alrededores cambian y puede ser fácil y dramáticamente incrementada cuando se construye un nuevo edificio adyacente. No obstante, dado que las consecuencias de una subestimación de cargas para el SPRFV son distintas que para C&R, se recomienda proceder con cautela al aplicar las reducciones sobre el SPRFV.

También se reconoce que las fallas de revestimientos son mucho más comunes que las fallas de SPRFV. Agregado a esto, para el caso de SPRFV se demuestra fácilmente que el coeficiente total de arrastre para ciertas formas comunes de edificios, tales como cilindros circulares, especialmente con cubiertas redondas o en cúpula, es la mitad o menos del coeficiente de arrastre para prismas rectangulares que forman la base de los **Capítulos 2, 5 y Apéndice C**.

Para componentes y revestimientos, el límite de **80 %** está definido por las zonas interiores 1 y 4 en las **Figuras 5.3-1, 5.3-2A-F, 5.3-3, 5.3-4, 5.3-5A-B, 5.3-6, 5.4-1, 5.5-1, 5.5-2 y 5.5-3**. Esta limitación reconoce que las presiones en las zonas de borde son las más probables de ser reducidas debido a la geometría específica de edificios reales comparados con los edificios prismáticos rectangulares supuestos en el **Capítulo 5**.

Por lo tanto, se permite que las presiones en las zonas de borde y esquina sean tan bajas como el **80 %** de las presiones interiores del **Capítulo 5**, sin ensayos suplementarios. El límite de **80 %** basado en la zona 1 se aplica directamente a todas las áreas de cubierta, y el límite de **80 %** basado en la zona 4 es directamente aplicable a todas las áreas de pared.

La limitación sobre las cargas de SPRFV es más compleja porque los efectos de carga (es decir desviaciones, tensiones o fuerzas en elementos) en cualquier punto, son el efecto combinado de un vector de cargas aplicadas en vez de un simple valor escalar.

En general, la relación de fuerzas o momentos o esfuerzos de torsión (excentricidad de fuerzas) en varios pisos a

través de todo el edificio usando un estudio en túnel de viento, no será la misma que aquellas razones obtenidas aplicando los *Capítulos 2 o Apéndice C*, y por lo tanto la comparación entre los dos métodos no está bien definida.

Al requerirse que cada efecto de carga de un ensayo en túnel de viento sea no menor que **80 %** del mismo efecto resultante de los *Capítulos 2 y Apéndice C*, es poco práctico e innecesariamente complejo y detallado comparar valor a valor, dada la naturaleza aproximada del valor del **80 %**.

En cambio, el propósito de la limitación efectivamente se implementa aplicándolo solo a un simple índice que caracteriza la carga completa. Para edificios flexibles (altos), el índice más descriptivo de la carga completa es el momento de vuelco en la base. Para otros edificios, el momento de vuelco puede ser una caracterización pobre de la carga total, se recomienda entonces el corte en la base. En el caso de los edificios bajos este control se podría hacer sobre la fuerza de levantamiento de la cubierta.

6.4.5. Limitaciones en las cargas de viento para paneles solares fijos montados sobre el terreno

Para sistemas de paneles solares fijos montados sobre el terreno que cumplan las limitaciones y requerimientos del artículo 4.5.5.1, la carga de viento de diseño mínima obtenida del ensayo no debe ser menor que el **65 %** para componentes y revestimientos y que el **50 %** para el SPRFV de los valores que resultan del artículo 4.5.5, sujeto a las condiciones del artículo 6.4.3.

Se permitirán valores de carga menores a estos límites cuando se realice una revisión independiente del ensayo, de acuerdo con el artículo 6.6. La revisión independiente podrá omitirse cuando se trate de instalaciones de categoría de riesgo I según el artículo 1.14.1.

La fuerza mínima de diseño basada en ensayos en túnel de viento para paneles solares fijos montados sobre el terreno no necesita cumplir con el requisito de una presión neta mínima de **0,80 kN/m²** del artículo 5.2.2.

C 6.4.5. Limitaciones en las cargas de viento para paneles solares fijos montados sobre el terreno

Los límites establecidos en otros artículos referidos a cargas sobre edificios no necesariamente son aplicables a sistemas de paneles fijos montados sobre el terreno. Para este tipo de sistemas las limitaciones están en el artículo 6.4.5.

Los límites a los resultados de ensayos que se establecen en el artículo 6.4.5 se refieren a los valores de diseño especificados en las *Figuras 4.5-10 y 4.5-11*. Los valores de la *Figura 4.5-10* representan una envolvente de las cargas de viento estáticas medidas en el túnel de viento. En cambio, los valores que se muestran en la *Figura 4.5-11* representan una envolvente de las cargas de viento dinámicas derivadas de los datos del sistema de presiones del túnel de viento, lo cual incluye necesariamente hipótesis simplificativas (conservadoras) tocantes a la estructura de soporte y las propiedades dinámicas del sistema. Hay instalaciones con geometría o sistemas de soporte específicos que pueden dar cargas más bajas que aquellas de las *Figuras 4.5-10 y 4.5-11*; los límites son para impedir que haya demasiada desviación respecto de los resultados envolventes.

Los sistemas de paneles solares fotovoltaicos fijos montados sobre el terreno pueden tener cargas de viento basadas en túnel de viento menores que los umbrales límites inferiores indicados en el artículo 6.4.5. Para usar estos valores más bajos cuando se trate de instalaciones de Categoría de Riesgo II, III o IV se requiere una evaluación por pares del ensayo y del informe

6.5. EFECTOS DE CARGA PARA EDIFICIOS, OTRAS ESTRUCTURAS Y COMPONENTES USADOS EN MÚLTIPLES EMPLAZAMIENTOS

Este artículo se refiere a los estudios destinados a edificios, otras estructuras o componentes que se diseñen para ser usados en emplazamientos no identificados a priori sino con posibilidad de ser montados o construidos en distintos lugares a partir de un diseño tipo, para lo cual deberán ser verificados para las condiciones específicas del emplazamiento en el que se instale cada ejemplar. Ejemplos de esta categoría pueden ser construcciones industrializadas, paneles solares, etc.

6.5.1. Cargas de viento

Las cargas de viento en edificios, otras estructuras, partes de estructuras o componentes usados en múltiples emplazamientos, se podrán obtener mediante simulaciones a partir del cálculo de coeficientes de carga para usar con las expresiones de análisis del Procedimiento Direccional en los **Capítulos 2 y 4** para el SPRFV y en la Parte 4 del **Capítulo 5** para C&R.

Alternativamente se permitirá especificar las cargas mediante un método de análisis definido en el reporte del ensayo.

No se requiere incluir edificios cercanos específicos en la simulación cuando los resultados vayan a ser usados en múltiples sitios.

Las simulaciones deben cumplir con los requisitos de los artículos 6.2 y 6.3.

El análisis de los datos debe considerar las cargas de viento para todas las direcciones. Los coeficientes genéricos de carga serán calculados para ser consistentes con los coeficientes de los **Capítulos 2, 4 y 5**, o serán definidos para ser aplicados con un procedimiento de análisis especificado en el reporte de ensayo.

El reporte del ensayo debe incluir los métodos de recolección de datos, de análisis de los datos, de modelado del campo de viento, detalles del modelo, cargas de viento medidas, conversión de los datos en coeficientes genéricos, y condiciones de aplicabilidad de los resultados.

Los resultados no serán extrapolados a configuraciones geométricas que no sean las previstas en el reporte del estudio. Las limitaciones del estudio deben ser claramente informadas

C 6.5. EFECTOS DE CARGA PARA EDIFICIOS, OTRAS ESTRUCTURAS Y COMPONENTES USADOS EN MÚLTIPLES EMPLAZAMIENTOS

En **CIRSOC 102** los requisitos para los ensayos en túnel de viento se redefinieron para tener en cuenta los ensayos de edificios genéricos, otras estructuras y componentes que se usan en múltiples emplazamientos o en múltiples estructuras. Paneles solares montados sobre cubiertas son un ejemplo, aunque no es el único. Otros ejemplos comprenden componentes que van montados sobre edificios tales como parasoles, unidades externas de aire acondicionado, mamparas; o podrían ser unidades independientes, tales como paneles solares montados sobre el terreno, gazebos y vallas.

Al establecer cargas de viento sobre edificios genéricos, otras estructuras y componentes, el abordaje debe ser similar al usado para desarrollar los gráficos de (GC_p) en este reglamento, modelando los edificios genéricos con características variadas, para poder capturar un rango amplio de efectos. No se deben incluir edificios vecinos ni rasgos particulares del terreno, a menos que vayan a ser parte de cada aplicación de diseño de tales edificios, componentes u otras estructuras.

Los ensayos en túnel de viento deben incluir una matriz de ensayo suficientemente grande como para abordar un rango apropiado de variables relevantes que afecten las cargas de viento, como se lista en los requisitos. **ASCE 49 (ASCE 2012)** es una guía para realizar ensayos. Las cargas de viento, en este caso, se expresan como coeficientes que se pueden usar con los **Capítulos 2, 4 y 5** para producir cargas en unidades de ingeniería. Alternativamente se puede usar una formulación diferente de coeficientes de carga adimensionales siempre y cuando el procedimiento de análisis esté claramente definido en el informe del ensayo.

6.5.2. Limitaciones en las cargas de viento para paneles solares montados en cubiertas

Para sistemas de paneles fotovoltaicos que cumplen las limitaciones y requerimientos geométricos de la **Figura 4.5-7**, la carga de viento mínima de diseño basada en ensayos no debe ser menor que el **65 %** de los valores resultantes de 4.5-7, sujeto a las condiciones del artículo 6.4.3. La fuerza de viento de diseño mínima basada en estudios de simulación para sistemas de paneles solares montados en cubiertas no necesita cumplir con la presión neta mínima de **0,80 kN/m²** que se establece en el artículo 5.2.2.

C 6.5.2. Limitaciones en las cargas de viento para paneles solares montados en cubiertas

En lo que hace a paneles solares montados sobre cubierta, las presiones mínimas para componentes y revestimientos que se indican en este reglamento son en principio aplicables a la envolvente de los edificios, y no son aplicables a colectores solares sobre cubiertas. Las limitaciones contenidas aquí están orientadas a establecer el límite inferior de presiones de viento para estudios en túnel de viento, en condiciones similares a las abordadas en la **Figura 4.5-7**. Los límites a los resultados de túnel de viento que se muestran en la **Figura 4.5-7** representan una envolvente de cargas de viento medidas en túnel de viento sin los deflectores ni accesorios que se usan comúnmente para disminuir las cargas de viento. Algunas instalaciones o geometrías específicas pueden dar cargas significativamente más bajas que las de la **Figura 4.5-7**; los límites se imponen para impedir que haya demasiada desviación respecto de los resultados de la envolvente. Sistemas de paneles solares que tienen dispositivos aerodinámicos o perfiles más eficientes pueden tener cargas de viento basadas en modelos menores que los umbrales límites inferiores indicados en el artículo 6.5.2. Para usar estos valores más bajos se requiere una revisión por pares del ensayo y del informe.

6.5.3. Requerimiento de revisión por pares para ensayos de edificios, otras estructuras y componentes usados en múltiples emplazamientos

Para cargas de viento en edificios, otras estructuras y componentes usados en múltiples emplazamientos obtenidas por ensayos en túnel de viento, excepto paneles solares montados en cubiertas, se deberá realizar una revisión por pares independiente del estudio, de acuerdo con el artículo 6.6.

Para sistemas de paneles solares fotovoltaicos que cumplan las limitaciones y requerimientos geométricos de la **Figura 4.5-7**, se permitirán valores de cargas menores que los indicados en el artículo 6.5.2 cuando se realice una revisión por pares independiente del estudio, de acuerdo con el artículo 6.6.

C 6.5.3. Requerimiento de revisión por pares para ensayos de edificios, otras estructuras y componentes usados en múltiples emplazamientos

En esta revisión del reglamento se agregó el alcance de los ensayos en túnel de viento de edificios, componentes y otras estructuras que se usan en múltiples emplazamientos. Se requiere revisión por pares para el uso de este abordaje, excepto para los paneles solares montados sobre cubierta comprendidos en el artículo 6.5.2. También se requiere una revisión por pares en este último caso cuando las cargas caen por debajo del umbral mínimo especificado en 6.5.2.

6.6. REQUISITOS DE REVISIÓN POR PARES PARA ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO

Cuando se requiera una revisión por pares independiente según los artículos 6.1, 6.4.5, 6.5.3 o 6.7, esta deberá ser una revisión técnica objetiva llevada a cabo por uno o más revisores reconocidos, con experiencia en la realización de estudios de viento en edificios y sistemas similares y en flujos de capa límite atmosférica o campos de viento apropiadamente simulados. Las calificaciones mínimas del revisor deben incluir lo siguiente:

C 6.6. REQUISITOS DE REVISIÓN POR PARES PARA ENSAYOS EN TÚNEL DE VIENTO

Este artículo especifica los requisitos para revisiones por pares de estudios en túnel de viento. Las calificaciones y requisitos de los pares revisores se incluyen para promover la consistencia entre las varias jurisdicciones, de tal manera que la revisión por pares pueda ser aceptada por múltiples organismos de control. Se pretende que las calificaciones del par revisor sean la de un especialista en Ingeniería de Viento familiarizado con ensayos de edificios y la aplicabilidad de las especificaciones de **CIRSOC 102** para determinar los coeficientes de diseño.

- El revisor debe ser independiente del laboratorio que realizó el estudio y el reporte, y no debe tener conflicto de interés.
- El revisor debe tener experiencia técnica en la aplicación de estudios de viento en edificios, otras estructuras o componentes, similares al revisado.
- El revisor debe tener experiencia en realizar o evaluar estudios de flujos de capa límite atmosférica y debe estar familiarizado con los aspectos técnicos y regulatorios de este reglamento, tal como se aplica al edificio, otra estructura o componente bajo consideración.

El revisor debe evaluar el reporte del estudio incluyendo, pero no limitado a, los métodos de recolección de datos, el análisis de los datos, el modelado del campo de viento, las cargas de viento resultantes, la conversión de los datos en valores de diseño, las condiciones de aplicabilidad de los resultados y otros aspectos relevantes que identifique.

El revisor debe enviar un reporte escrito a la Autoridad Jurisdiccional y al cliente. El reporte debe incluir, como mínimo, declaraciones sobre los aspectos siguientes: alcance de la revisión con definición de las limitaciones, el estado del estudio de viento al momento de la revisión, conformidad del estudio de viento con los requerimientos del artículo 6.2 y del artículo 6.5.1, conclusiones del revisor identificando áreas que necesitan una revisión adicional, investigación o aclaraciones, recomendaciones y si, en opinión del revisor, las cargas de viento derivadas del estudio están de acuerdo con el uso previsto en este reglamento.

6.7. SIMULACIONES COMPUTACIONALES

El uso de la dinámica de fluidos computacional para propósitos de ingeniería de viento deberá ser, en cada caso, verificado y validado por comparación con resultados de ensayos físicos en túnel de viento que cumplan el artículo 6.2, por estudios a escala natural, o por literatura reconocida, y será sometido a una revisión de pares independiente según el artículo 6.6. Además de los requisitos enumerados en el artículo 6.6, el revisor deberá acreditar solvencia en los aspectos propios de la dinámica de fluidos computacional.

C 6.7. SIMULACIONES COMPUTACIONALES

El uso de las simulaciones de dinámica de fluidos computacional (CFD por sus siglas en inglés: *Computational Fluid Dynamics*) en aplicaciones de Ingeniería de Viento está creciendo. La dinámica de fluidos computacional es una herramienta compleja que viene evolucionando desde hace años, pero su aplicación práctica para propósitos de ingeniería de viento (CWE por *Computational Wind Engineering*), y en particular la obtención de cargas de diseño de estructuras, es reciente. Al igual que la realización de ensayos en túnel de viento, la simulación computacional para obtener cargas de viento requiere una gran experiencia, conocimientos y recursos que pueden estar fuera del alcance habitual del proyectista de estructuras. La aparente simplicidad que pueden mostrar las interfaces de los programas comerciales no debe llevar a subestimar la dificultad que implica obtener resultados con el nivel de confiabilidad requerida para el diseño. Por lo tanto, se debe advertir que esta metodología debe ser usada con extremo cuidado y por equipos con al menos un ingeniero experto (Blocken, 2014; Tamura and Van Phuc, 2015).

El uso de túneles de viento computacionales en la forma que están siendo promovidos por los desarrolladores de software es útil para dar una idea de cómo funciona desde el punto de vista aerodinámico el edificio y su entorno. Sin embargo, para producir información cuantitativa, tal como cargas de diseño, son aplicables los requisitos que se describen en *ASCE 49* para el modelado físico en túnel de viento más los específicos de la técnica computacional. Por ejemplo, en los modelos numéricos también se necesita un flujo incidente apropiado, geometría precisa, la inclusión de estructuras próximas significativas y la consideración del potencial de excitación modal y efectos aeroelásticos. Una vez validado contra un caso base de modelado físico, la simulación CFD puede ayudar a resolver detalles que no se pueden medir en el modelo físico y/o permite realizar análisis de sensibilidad a cambios paramétricos. En ausencia de esta validación, la simulación computacional sólo se puede considerar información cualitativa (Bruno y asoc., 2023).

Mientras no se disponga de un estándar que documente los procedimientos necesarios para obtener cargas de viento confiables y precisas usando herramientas de CFD, cualquier uso de CFD para determinar cargas de viento sobre sistemas principales resistentes a la fuerza del viento (SPRFV), componentes y revestimientos (C&R) u otras estructuras requiere una revisión de pares y un estudio de verificación y validación (V&V) en el sentido definido por Yeo (2020). A tal fin, resultan útiles bases de datos de resultados de referencia tales como las de AIJ (2016), ERCOFTAC QNET-CFD (https://www.ercoftac.org/products_and_services/wiki) o Tokyo Polytechnic University Aerodynamic Database (<http://wind.arch.t-kougei.ac.jp/system/eng/contents/code/tpu>). En ausencia de un estándar, esto es necesario para el aseguramiento de la calidad y el control de calidad de este método.

Los requisitos a aplicar en la validación deben ser los descritos en *ASCE 49* en todo lo referido a aspectos físicos del problema, más los indicados en guías internacionales de ingeniería eólica internacionales de CFD – CWE, tales como ERCOFTAC (Casey and Wintergerste, 2000); COST (2007), CNR (2019), Franke y asoc. (2004), Tamura y asoc. (2008), Tominaga y asoc. (2008), NF EN 1991-1-4 y otras publicaciones sobre aspectos específicos tales como la discretización espacial, temporal, tratamiento de la turbulencia, generación de condiciones de contorno, entre otros.

APÉNDICES

APÉNDICE A – *En blanco intencionalmente*

**APÉNDICE B – COMBINACIONES DE CARGAS
QUE INCLUYEN CARGA DE
VIENTO**

**APÉNDICE C – CARGAS DE VIENTO SOBRE
EDIFICIOS – SPRFV
PROCEDIMIENTO ENVOLVENTE**

APÉNDICE A

A.1.

En blanco para futuras previsiones.

APÉNDICE B - COMBINACIONES DE CARGAS QUE INCLUYEN CARGA DE VIENTO

B.1. GENERALIDADES

Los edificios y otras estructuras se deben diseñar siguiendo las disposiciones del artículo B.3, las que se utilizarán para el dimensionamiento de todos los elementos de una estructura diseñados con el reglamento particular del material de construcción.

B.2. SIMBOLOGÍA

La simbología indicada es sólo válida para este Apéndice.

- D* carga permanente.
- E* carga sísmica.
- F* carga causada por fluidos con presiones y altura máxima bien definidas, a diferencia de la presión de agua en el terreno.
- H* carga debida a la presión lateral del terreno, agua freática, o presión de materiales ensilados.
- L* sobrecarga.
- Lr* sobrecarga de cubierta.
- R* carga de lluvia.
- S* carga de nieve.
- W* carga de viento.
- W_a* carga de viento para un intervalo de recurrencia media menor al asociado a la categoría de riesgo.

B.3. COMBINACIONES DE CARGAS PARA EL DISEÑO POR RESISTENCIA

C B.3. COMBINACIONES DE CARGAS PARA EL DISEÑO POR RESISTENCIA

Las combinaciones de carga especificadas en este *Apéndice B*, que están en concordancia con las recurrencias de los mapas de las *Figuras 1.5-1 A-D*, se aplicarán en lugar de las combinaciones que establecen los reglamentos particulares del material editados antes de 2020, hasta tanto entren en vigencia las actualizaciones.

B.3.1. Campo de validez

Las combinaciones de cargas y los factores de mayoración, dados en el artículo B.3.2, se deben utilizar hasta tanto el reglamento de diseño del material utilizado adopte factores de combinación a

los niveles de diseño de este reglamento.

B.3.2. Combinaciones básicas

Las estructuras, sus componentes y fundaciones se deben diseñar de modo que sus resistencias de diseño igualen o excedan los efectos de las cargas mayoradas en las siguientes combinaciones que incluyen el viento que se indican en este artículo, además de las restantes combinaciones establecidas por el reglamento particular del material. Se debe investigar cada estado límite último relevante, así como que los efectos de una o más cargas no actuantes. Se deben investigar cuando corresponda, los efectos más desfavorables tanto de las cargas de viento como de las sísmicas, pero no es necesario suponer que actúan simultáneamente.

1. $1,2D + 1,6 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0L \text{ ó } 0,5W)$
2. $1,2D + 1,0W + 1,0L + 0,5 (Lr \text{ ó } S \text{ ó } R)$
3. $0,9D + 1,0W$

Excepciones:

1. El factor de carga para L en las combinaciones 1 y 2 se puede tomar igual a **0,5** para aquellos destinos en que la sobrecarga mínima uniformemente distribuida sea igual o menor que **5 kN/m²**. Para garajes o áreas ocupadas como lugares de reunión de público, el coeficiente será igual a **1,0**.
2. En las combinaciones 1 y 2 la carga acompañante S debe tomarse como la carga de nieve sobre techo plano, p_f , o la carga de nieve sobre techo inclinado, p_s .
3. Cuando están presentes cargas de fluidos con presión y altura bien definida, F , se deben incluir con el mismo factor que la carga permanente D en las combinaciones 1 y 2.
4. Cuando están presentes cargas H , se deben incluir como se indica a continuación:
 - a. Donde el efecto de H se agrega al efecto de carga principal, incluir H con un factor **1,6**.
 - b. Donde el efecto de H contrarresta al efecto de carga principal, incluir H con un factor **0,9** si es permanente o **0,0** para otras condiciones.

B.4. COMBINACIONES DE CARGAS PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

C B.4. COMBINACIONES DE CARGA PARA ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Los estados límites de comportamiento en servicio son condiciones en las cuales las funciones del edificio u otra estructura se reducen por la ocurrencia de daño local,

deterioro, deformación de los componentes del edificio, o por incomodidad (*discomfort*) de los ocupantes. Aunque en general con los estados límites de servicio la seguridad no está en discusión (una excepción sería el revestimiento que se desprende por excesiva distorsión entre pisos bajo cargas de viento), los estados límites de servicio pueden tener consecuencias severas. El uso creciente de la computadora como herramienta de diseño, el uso de materiales más resistentes (pero no más rígidos), el uso de elementos arquitectónicos más ligeros y el desacople de elementos no estructurales del sistema estructural puede resultar en sistemas de edificios que sean relativamente flexibles y débilmente amortiguados. El diseño por estados límites enfatiza el hecho que los criterios de comportamiento en servicio son esenciales (como siempre lo han sido) para asegurar el desempeño funcional y la economía de diseño para tales sistemas estructurales de edificios (Ad Hoc Committee on Serviceability Research, 1986; NBCC, 1990; West and Fisher, 2003).

En general el comportamiento en servicio disminuye por:

1. Deflexión o rotación excesiva que puede afectar la apariencia, el uso funcional o el drenaje de la estructura; o puede causar una transferencia de carga a elementos y accesorios que no pueden soportar carga, dañándolos;
2. Vibraciones excesivas producto de la actividad de los ocupantes del edificio, equipamiento mecánico, o el viento, que pueden causar incomodidad de los ocupantes o mal funcionamiento de equipos de servicio del edificio; y
3. Deterioro, incluido meteorización, corrosión, descomposición y decoloración.

Se aconseja al diseñador considerar cargas de servicio apropiadas, la respuesta de la estructura y la reacción de los ocupantes de la estructura al revisar el comportamiento en servicio.

Las cargas de servicio que pueden requerir consideración incluyen las cargas estáticas de los ocupantes y sus posesiones, lluvia y nieve en techos, fluctuaciones de temperatura y cargas dinámicas provenientes de actividades humanas, efectos inducidos por el viento, o la operación de equipos de servicio del edificio. Las cargas de servicio son aquellas cargas que actúan sobre la estructura en un punto arbitrario en el tiempo (en contraste, las cargas nominales tienen una probabilidad pequeña de ser excedidas en un año cualquiera; las cargas mayoradas tienen una probabilidad pequeña de ser excedidas en **50 años**). Las cargas de servicio apropiadas para comprobar los estados límites de servicio pueden ser sólo una fracción de las cargas nominales.

La respuesta de la estructura a las cargas de servicio usualmente se puede analizar bajo la hipótesis de comportamiento elástico lineal. Sin embargo, los miembros que acumulan deformación residual bajo cargas de servicio pueden requerir escrutinio con respecto a su comportamiento de largo plazo. Las cargas de servicio que

se usan para analizar fluencia lenta u otros efectos de largo plazo pueden no ser las mismas que aquellas usadas para analizar flechas elásticas u otros comportamientos estructurales reversibles de corto plazo, como en el caso del viento.

Los límites de comportamiento en servicio dependen de la función del edificio y de las percepciones de sus ocupantes. En contraste con los estados límites últimos, es difícil especificar límites de comportamiento en servicio generales que sean aplicables a todas las estructuras de edificios. Los límites de comportamiento en servicio que se presentan en el artículo C B.4.2, proporcionan una guía general y usualmente han conducido a desempeños aceptables en el pasado. Sin embargo, los límites de comportamiento en servicio para un edificio específico se deben determinar sólo después que el Proyectista o Diseñador Estructural, junto con el propietario, realicen un cuidadoso análisis de todos los requisitos y restricciones funcionales y económicas. Se debe reconocer que los ocupantes de ese edificio son capaces de percibir flechas estructurales, movimiento, fisuración, y otros signos de posible amenaza a niveles que son mucho más bajos que aquellos que indicarían que la falla estructural es inminente. Tales estímulos podrían tomarse incorrectamente como indicadores de que el edificio no es seguro y podría disminuir su valor comercial.

B.4.1. Campo de validez

Las combinaciones de cargas y los factores de mayoración, dados en el artículo B.4.2, se proporcionan para la verificación de condiciones de comportamiento en servicio, a fin de mantener la funcionalidad del edificio y el confort de los ocupantes durante el uso normal, a menos que el reglamento de diseño del material establezca otras combinaciones o que por acuerdo con el Comitente se establezcan combinaciones de acciones más rigurosas.

Las condiciones a verificar incluyen flechas verticales, desplazamientos horizontales y aceleraciones.

B.4.2. Combinaciones básicas

Los estados límites de servicio se verificarán con las siguientes combinaciones de acciones:

1. $D + W_a$
2. $D + 0,5L + W_a$
3. $0,6D + 0,6W$
4. $D + 0,75L + 0,45W + 0,75(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$

C B.4.2. Combinaciones básicas

Flechas verticales:

Las flechas verticales excesivas y la desalineación aparecen primariamente por tres causas: (1) por cargas gravitatorias tales como la carga permanente, la sobrecarga y la carga de nieve; (2) efectos de temperatura, fluencia lenta y asentamiento diferencial; y (3) tolerancias de construcción y errores. Tales deformaciones pueden ser visualmente objetables; pueden causar separación, fisuración o filtraciones en revestimientos, puertas, ventanas, etc.; y pueden causar daños a las terminaciones y a los componentes interiores. En general el efecto del viento sobre el comportamiento en servicio en cuanto a las flechas verticales sólo merece análisis en las cubiertas y elementos de la envolvente.

Distorsión de paredes y pórticos:

El viento puede provocar deformaciones laterales que merezcan atención desde el punto de vista del comportamiento en servicio. Los límites a la distorsión de uso común en diseño de edificios son del orden de **1/600** a **1/400** de la altura del piso o del edificio (ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures, 1988; Griffis, 1993). Generalmente estos límites son suficientes para minimizar el daño al revestimiento, a las paredes no estructurales y a las divisorias. Podría ser apropiado usar límites menores para la distorsión si el revestimiento es frágil. El uso de límites mayores podría ser aceptable cuando la conexión entre elementos estructurales y no estructurales se diseñan para acomodarse sin daño al movimiento relativo. West and Fisher (2003) contiene recomendaciones para límites a la distorsión más altos que se han usado exitosamente en edificios bajos con varios tipos de revestimiento. En general se debería imponer un límite absoluto de **10 mm** para evitar daño a divisorias no estructurales, revestimiento y vidriado, a menos que se ejecuten detalles especiales para tolerar movimiento (Freeman, 1977; Cooney and King, 1988). Muchos componentes pueden aceptar deformaciones que son significativamente más grandes.

Es excesivamente conservador usar la velocidad básica de viento de la categoría de riesgo de la estructura para verificar el comportamiento en servicio, porque la recurrencia media asociada al estado límite último es muy alta. La siguiente combinación de carga se puede usar para verificar efectos de corto plazo:

$$D + 0,5L + W_a \quad (C B.4.2-1)$$

Aquí, **D** es la carga permanente, **L** es la sobrecarga y **W_a** es la carga de viento basada en las velocidades de viento de comportamiento en servicio, que se puede obtener de la **Figura C AB.4.2-1**. Algunos diseñadores han usado una recurrencia de **10 años** para verificar deriva bajo condiciones de viento en edificios típicos (Griffis, 1993); otros han usado recurrencias de **50 o 100 años** para edificios más sensibles a la deriva. La selección de la recurrencia para evaluación de comportamiento en servicio es un asunto de juicio ingenieril que se debería ejercer en consulta con el equipo de diseño y el dueño del edificio.

Las velocidades que se incluyen en este artículo son apropiadas para usar con estados límites de comportamiento en servicio y no se debería usar para estados límites de resistencia. Al analizar los efectos de fluencia lenta y otras acciones de largo plazo, no se necesita considerar las cargas de viento, debido a su naturaleza transitoria.

Los límites de deformación se deberían aplicar al conjunto estructural como un todo. El efecto rigidizador de las paredes no estructurales y las divisorias puede tomarse en cuenta en el análisis de la deriva si hay disponible información que lo fundamente. Donde ocurran efectos de cargas cíclicas bajo efectos de viento como

desprendimiento de vórtices o comportamiento inelástico acumulativo de la estructura, se debería considerar la posibilidad que los incrementos en deformaciones residuales puedan llevar al colapso incremental de la estructura.

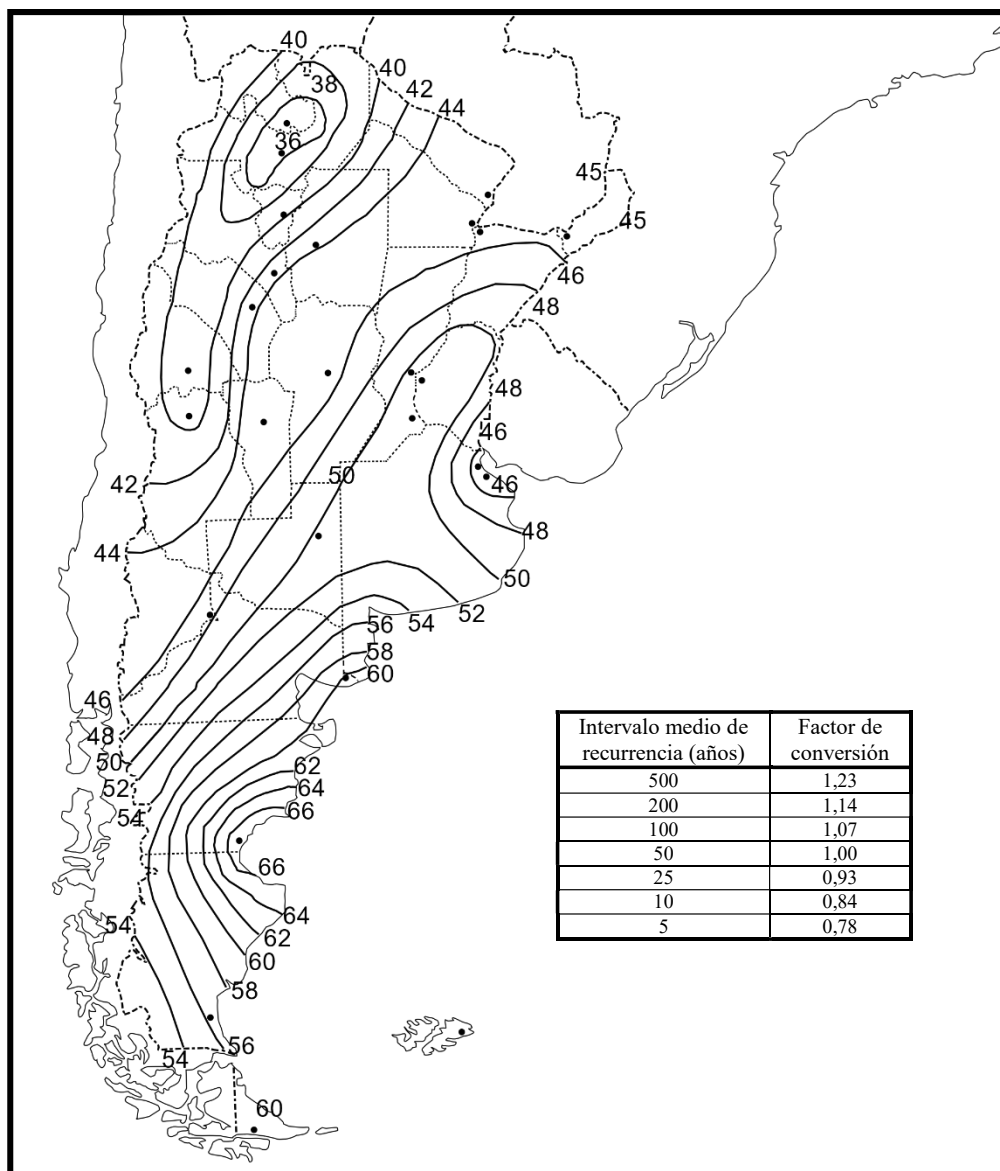
Vibraciones:

Los movimientos de los pisos o del edificio como un todo pueden causar incomodidad de los ocupantes. En los últimos años, el número de reclamos sobre vibraciones de edificios se ha incrementado. Este número creciente de reclamos está en parte asociado con las estructuras más flexibles que resultan de la práctica de construcción moderna. Las verificaciones tradicionales de flecha estática no son suficientes para prevenir molestas vibraciones de sistemas de pisos o edificios como un todo (Ad Hoc Committee on Serviceability Research, 1986). El control de la rigidez es un aspecto del comportamiento en servicio, pero la distribución de masa y el amortiguamiento también son importantes para controlar las vibraciones. El uso de nuevos materiales y sistemas de edificios puede requerir que la respuesta dinámica del sistema sea considerada explícitamente. A menudo los modelos dinámicos simples son suficientes para determinar si hay un problema potencial y para sugerir medidas de remediación posibles (Bachmann and Ammann, 1987; Ellingwood, 1989).

El movimiento estructural excesivo se mitiga con medidas que limitan las aceleraciones del piso o del edificio a niveles que no perturben a los ocupantes o no dañe el equipamiento de servicio. La percepción y la tolerancia de las personas a la vibración depende de sus expectativas sobre el desempeño del edificio (relacionado a la ocupación del edificio) y de sus niveles de actividad en el momento que la vibración ocurra (ANSI, 1983). A las personas les resultan más objetables las vibraciones continuas que las vibraciones transitorias. Las vibraciones continuas (sobre un período de minutos) con aceleraciones del orden de **0,005g a 0,01g** son molestas para la mayoría de la gente ocupada en actividades sedentarias, mientras que los que están ocupados en actividades físicas o los espectadores en un evento pueden tolerar aceleraciones de estado estacionario del orden de **0,02g a 0,05g**. Los umbrales de molestia para vibraciones transitorias (que duran sólo unos pocos segundos) son considerablemente más altos y dependen de la cantidad de amortiguamiento estructural presente (Murray, 1991). Para un piso terminado con un amortiguamiento (típico) de **5 %** o más, se puede tolerar aceleraciones transitorias de **0,05g a 0,1g**.

Figura C AB.4.2-1

Velocidad básica de viento para condiciones de servicio



1. Los valores se refieren a velocidad de ráfaga de **3 segundos** en m/s a **10 m** sobre el terreno para Categoría de Exposición C y están asociadas con una probabilidad anual de **0,02**.
2. Es aplicable la interpolación lineal entre contornos de velocidades del viento.
3. Islas y áreas costeras fuera del último contorno se deben usar este último contorno de velocidad del viento del área costera.
4. Los terrenos montañosos, quebradas, promontorios marinos y regiones especiales de viento se deben examinar para condiciones inusuales de viento.

APÉNDICE C - CARGAS DE VIENTO SOBRE EDIFICIOS – SPRFV PROCEDIMIENTO ENVOLVENTE

C.1. ALCANCE

C C.1. ALCANCE

El procedimiento envolvente contiene las anteriores disposiciones para “edificios de baja altura” en el método 2 de **CIRSOC 102-2005** para SPRFV, Figura 4, que sufrió cambios en sucesivas revisiones a partir de **ASCE 7-10**. Las presentes disposiciones son aplicables a edificios de baja altura cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos; y no son aplicables a edificios con techo abovedado, ni en cúpula ni de forma inusual.

C.1.1. Tipos de edificio

Este Capítulo se aplica a la evaluación de las cargas de viento del SPRFV usando el procedimiento envolvente, en edificios de baja altura que cumplan con la definición del artículo 1.2.

C.1.2. Condiciones

Para usar el procedimiento de este capítulo en la obtención de cargas, el edificio debe cumplir con todas las siguientes condiciones:

1. El edificio es de forma regular, como se define en el artículo 1.2.
2. El edificio no tiene características de respuesta que lo hagan objeto de cargas transversales de viento, desprendimientos de vórtices, inestabilidad debida a galope o flameo, o no tiene un sitio de emplazamiento para el cual merezcan consideración especial los efectos de canalización o el golpeteo en la estela (llamado bataneo en la literatura de aeronáutica) debida a obstrucciones a barlovento.
3. El edificio no tiene techo abovedado, ni en cúpula ni de ninguna forma inusual.

C.1.3. Limitaciones

Las disposiciones de este Capítulo toman en consideración las cargas medias y fluctuantes causadas por viento actuando sobre edificios rígidos.

Los edificios que no cumplan con los requisitos del artículo C.1.2 se deben diseñar usando los procedimientos apropiados del **Capítulo 2**, bibliografía reconocida que documente tales efectos de la carga de viento, o bien deben usar los procedimientos especificados en el **Capítulo 6**.

C.1.4. Protección

No se permiten reducciones en la presión dinámica debido a la aparente protección aportada por edificios y otras estructuras o características del terreno.

Nota para el usuario: se puede usar este Apéndice para determinar la presión de viento sobre el SPRFV de edificios de baja altura que tengan una cubierta plana o una cubierta a dos o a cuatro aguas. Estas disposiciones utilizan el Procedimiento Envolvente, calculando las presiones de viento mediante la expresión específica que sea aplicable a cada superficie del edificio. Para formas y alturas de edificios, para los cuales se aplican estas disposiciones, este método generalmente produce la presión de viento más baja respecto de todos los métodos analíticos especificados en el cuerpo central de este Reglamento.

C.2. REQUISITOS GENERALES

Los pasos requeridos para la determinación de las cargas de viento del SPRFV en edificios de baja altura se muestran en **Tabla C.2-1**.

C C.2. REQUISITOS GENERALES

El procedimiento envolvente que se presenta en este Apéndice se aplica a "estructuras de forma regular", como se definió en el **Capítulo 1** y sus comentarios.

Tabla C.2-1. Pasos para determinar cargas de viento sobre SPRFV de edificios de baja altura

Paso 1: Establecer la categoría de riesgo del edificio, ver Tabla 1.14-1. Paso 2: Determinar la velocidad básica de viento, V, para la categoría de riesgo aplicable, ver Figuras 1.5-1 A-D. Paso 3: Determinar los parámetros de carga de viento: - Factor de direccionalidad del viento, K_d, ver artículo 1.6 y Tabla 1.6-1. - Categoría de exposición B, C o D, ver artículo 1.7. - Factor topográfico, K_{zt}, ver artículo 1.8 y Figura 1.8-1. - Factor de altitud, K_e, ver artículo 1.12 y Tabla 1.12-1. - Clasificación de cerramientos, ver artículo 1.10. - Coeficiente de presión interna, (GC_{pi}), ver artículo 1.11 y Tabla 1.11-1. Paso 4: Determinar el coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h, ver Tabla 1.13-1. Paso 5: Determinar la presión dinámica, q_z, o q_h, de la expresión (1.13-1). Paso 6: Determinar el coeficiente de presión externa, (GC_{pf}), para cada caso de carga usando el artículo C.3.2 para cubiertas a dos aguas y cubiertas planas. Nota para el usuario: Ver la Figura C AC.3-3 para obtener lineamientos referidos a cubiertas a cuatro aguas. Paso 7: Calcular la presión de viento, p, de la expresión (C.3-1)	
---	--

C.2.1. Parámetros de carga de viento especificados en el Capítulo 1

Los siguientes parámetros de carga de viento se deben determinar de acuerdo con el Capítulo 1:

- Velocidad básica de viento V , ver artículo 1.5.
- Factor de direccionalidad del viento K_d , ver artículo 1.6.
- Categoría de exposición, ver artículo 1.7.
- Factor topográfico, K_{zt} , ver artículo 1.8.
- Factor de altitud, K_e , ver artículo 1.12.
- Coeficiente de exposición para la presión dinámica, K_z o K_h , ver artículo 1.13.

Se tomará K_z o $K_h = 0,7$ para para alturas debajo de **30 m** en terrenos de exposición B.

- Clasificación de cerramientos, ver artículo 1.10.
- Coeficiente de presión interna (GC_{pi}), ver artículo 1.11.

C.3. CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL RESISTENTE A LA FUERZA DEL VIENTO

C C.3. CARGAS DE VIENTO: SISTEMA PRINCIPAL RESISTENTE A LA FUERZA DEL VIENTO

C.3.1. Presión de viento de diseño para edificios de baja altura

C C.3.1. Presión de viento de diseño para edificios de baja altura

Las presiones de viento de diseño para el SPRFV de edificios de baja altura se pueden determinar mediante la siguiente expresión:

$$p = q_h [(GC_{pf}) - (GC_{pi})] \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{C.3-1})$$

donde:

- q_h presión dinámica evaluada a la altura media de cubierta h como se define en el artículo 1.3.
- (GC_{pf}) coeficiente de presión externa del artículo C.3.2.
- (GC_{pi}) coeficiente de presión interna de la **Tabla 1.11-1**.

Para determinar la presión dinámica apropiada ver artículo C 1.13.1.

Cargas sobre el Sistema Principal Resistente a la Fuerza del Viento:

Los coeficientes de presión para SPRFV están básicamente separados en dos categorías:

1. Procedimiento direccional para edificios de todas las alturas (**Figura 2.4-1**) tal como se especifica en el **Capítulo 2** para edificios que cumplen con los requisitos especificados allí.
2. Procedimiento envolvente para edificios de baja altura (**Figura AC.3-1**) tal como se especifica en este Apéndice para edificios que cumplen con los requisitos especificados allí.

Al generar estos coeficientes, se usaron dos enfoques distintivamente diferentes. Para los coeficientes de presión dados en la **Figura 2.4-1**, 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, a saber, vientos perpendiculares o paralelos a la línea de cumbrera.

Para edificios de baja altura, sin embargo, los valores de (GC_{pf}) representan condiciones de carga ficticias que, cuando se aplican al edificio, envuelven las acciones estructurales deseadas (momento flexor, corte, empuje) independientemente de la dirección del viento.

Para capturar todas las acciones estructurales apropiadas, el edificio se debe diseñar para todas las direcciones de viento, considerando a su vez cada esquina del edificio como esquina de referencia o de barlovento, tal como se muestra en los ocho esquemas de la **Figura AC.3-1**.

En cada esquina, se aplican dos patrones de carga, uno para cada serie de direcciones de viento. En cada caso, aparece una zona denominada con la letra E en uno de los bordes de la cubierta perpendiculares a la línea de la cumbrera. Esta zona crea las acciones estructurales requeridas en el pórtico o contraviento extremo. Hay dos casos de carga con cuatro escenarios básicos para cada caso. Se debe notar también que para todas las pendientes de cubierta, los ocho casos de carga completos se deben considerar individualmente para determinar la carga crítica

para un ensamble estructural dado o componente del mismo (**Figura C AC.3-1**).

Para desarrollar los valores equivalentes apropiados de (GC_{pf}), los investigadores en la Universidad de Western Ontario (Davenport y asoc., 1978) utilizaron un enfoque que consistía esencialmente en permitir rotar al modelo del edificio en el túnel de viento a través de 360° completos, mientras se monitoreaba simultáneamente las condiciones de carga sobre cada una de las superficies (**Figura C AC.3-2**).

Se consideraron ambas exposiciones, B y C. Usando coeficientes de influencia para pórticos rígidos, fue posible promediar espacial y temporalmente las presiones de la superficie para establecer las componentes de fuerzas exteriores máximas inducidas que se deben resistir. Más específicamente, se evaluaron las siguientes acciones estructurales:

- 1 - Levantamiento total.
- 2 - Corte horizontal total.
- 3 - Momento flexor en las esquinas (pórtico de dos articulaciones).
- 4 - Momento flexor en las esquinas (pórtico de tres articulaciones).
- 5 - Momento flexor en la cumbrera (pórtico de dos articulaciones).

El próximo paso implicó desarrollar conjuntos de coeficientes de pseudopresión para generar condiciones de carga que involucraran las componentes de fuerza máximas inducidas a ser resistidas en todas las exposiciones y direcciones de viento posibles.

Nótese, por ejemplo, que la dirección de viento que produce el momento flexor máximo en la esquina de un pórtico no produciría necesariamente el máximo levantamiento total. Para desarrollar los coeficientes, se usaron los máximos de las componentes de fuerzas externas inducidas determinadas para cada una de las cinco categorías precedentes.

El resultado final fue un conjunto de coeficientes que representan condiciones de carga ficticias pero que de manera conservadora envuelven las componentes de fuerza máximas inducidas (momento flexor, corte y empuje) que se deben resistir, independientemente de la dirección del viento.

El conjunto original de coeficientes se generó para el conjunto de pórticos de edificios convencionales pre-diseñados, esto es pórticos de un solo piso resistentes a momentos en una de las direcciones principales y arriostrados en la otra dirección principal. El enfoque fue extendido más tarde a pórticos de un solo piso resistentes a momentos con columnas interiores (Kavanagh y asoc., 1983).

Estudios subsecuentes en túnel de viento (Isyumov and Case, 1995) han demostrado que los valores de (GC_{pf}) de la **Figura AC.3-1** también son aplicables para edificios de

baja altura con sistemas estructurales diferentes de los pórticos resistentes a momentos. Aquel trabajo examinaba las presiones de viento instantáneas sobre edificios de baja altura con una cubierta a dos aguas con inclinación **4:12** y las fuerzas resultantes inducidas por el viento sobre el SPRFV.

Se evaluaron dos SPRFV diferentes. Uno consistía en paredes de corte y cabriadas de cubierta con distintos espaciamientos. El otro tenía pórticos resistentes a momentos en una dirección, posicionados con los mismos espaciamientos que las cabriadas de cubierta y arriostamiento a viento diagonal en la otra dirección.

Se realizaron ensayos en túnel de viento para exposiciones B y C. Los hallazgos de este estudio mostraron que los valores de **(GC_{pf})** de la **Figura AC.3-1** suministraban estimaciones satisfactorias de las fuerzas de viento para ambos tipos de sistema estructural.

Este trabajo confirma la validez de la **Figura AC.3-1**, la cual refleja la acción combinada de presiones de viento sobre diferentes superficies exteriores de un edificio y aprovecha el promediado espacial.

En los experimentos en túnel de viento originales, se verificaron ambas exposiciones de terreno, B y C. En estos primeros experimentos, la exposición B no incluía edificios cercanos. En general, los componentes de fuerza, momentos flexores, etc, se encontraron comparables en ambas exposiciones, aunque los valores de **(GC_{pf})** asociados con el terreno de exposición B serían mayores que para el terreno de exposición C debido a la presión dinámica reducida en el terreno de exposición B.

Los valores de **(GC_{pf})** dados en la **Figura AC.3-1**, se derivan de estudios en túnel de viento modelados con terreno de exposición C. Sin embargo, también es posible utilizarlos en otras exposiciones cuando se usa la presión dinámica que representa la exposición apropiada.

En exhaustivos estudios en túnel de viento llevados a cabo por Ho en la Universidad de Western Ontario (1992), se determinó que cuando los edificios de baja altura (***h* < 20 m**) se encuentran localizados en terreno suburbano (exposición B que incluye edificios cercanos), las presiones en la mayoría de los casos son más bajas que aquellas comúnmente usadas en las normas y códigos existentes, aunque los valores muestran una gran dispersión debido a la alta turbulencia y a otras variables. Los resultados parecen indicar que se justifica alguna reducción en las presiones para edificios localizados en exposición B. En cualquier caso, es deseable diseñar edificios para las condiciones de exposición consistentes con las designaciones de exposición definidas en este Reglamento. En el caso de edificios de baja altura, el efecto de la mayor intensidad de turbulencia en terreno más rugoso (sea exposición A ó B versus C) incrementa los coeficientes de presión locales. A partir de **ASCE 7-98** el efecto del incremento de la intensidad de turbulencia sobre las cargas se trata con un perfil truncado. Con este enfoque, se usa la exposición real del edificio, y el

truncamiento del perfil corrige la subestimación en las cargas que se obtendrían si no se lo hiciera.

La **Figura AC.3-1** es la más apropiada para edificios de baja altura con ancho mayor que dos veces su altura y altura media de cubierta que no exceda **10 m**. La base de datos original incluía edificios bajos con ancho no mayor que cinco veces la altura del alero, y altura de alero que no excede **10 m**.

En ausencia de datos más apropiados, la **Figura AC.3-1** se puede usar también para edificios con altura media de cubierta que no exceda la menor dimensión horizontal y sea menor que o igual a **20 m**. Más allá de estos límites ampliados, se debería usar la **Figura 2.4-1**.

Toda la investigación para desarrollar y refinar el método de edificios de baja altura para cargas sobre SPRFV fue hecha sobre edificios con cubiertas a dos aguas. En ausencia de investigación sobre edificios con cubiertas a cuatro aguas, la Comisión de ASCE ha desarrollado un método racional para aplicar la **Figura AC.3-1** a cubiertas a cuatro aguas basados en su experiencia, intuición y juicio ingenieril colectivo. Este método sugerido se presenta en la **Figura C AC.3-3**.

Hay investigación que indica que el método para baja altura por sí mismo subestima la torsión causada por cargas de viento (Isyumov, 1982; e Isyumov and Case, 2000). A partir de **ASCE 7-02** y en **CIRSOC 102-2005** se agregaron requisitos para tener en cuenta este efecto torsional. En **ASCE 7-22** y en la presente revisión de **CIRSOC 102** estos requisitos están en una figura separada. La reducción de las cargas sobre sólo **50 %** del edificio da por resultado un caso de carga torsional sin un incremento del corte previsto en la base. Esta reducción en resultados de carga en torsión equivalente concuerda con mediciones en túnel de viento hechas por Elsharawy y asoc. (2012, 2015) y Stathopoulos y asoc. (2013). En general, la disposición tendrá poco o ningún efecto sobre el diseño del SPRFV que tiene resistencia bien distribuida. Sin embargo, impactará en el diseño de sistemas con resistencia centralizada, tales como un núcleo único en el centro del edificio. Una ilustración del propósito de la nota sobre dos de los ocho patrones de carga se muestra en la **Figura AC.3-2**. Los ocho patrones completos se deberán modificar de esta manera como un conjunto separado de condiciones de carga, que se sumarán a los ocho casos de carga básicos.

En la **Tabla 1.11-1** se dan los coeficientes de presión interna (GC_{pi}) que se deben usar para cargas sobre el SPRFV. La carga de la presión interior puede ser crítica en pórticos resistentes a momentos de un piso y en el último piso de un edificio donde el SPRFV consiste en pórticos resistentes a momentos. Se deben considerar los casos de carga con presiones internas positivas y negativas. La carga de la presión interna se cancela en la determinación de la carga lateral total y del corte en la base.

En la **Figura AC.3-1** se incluyó en la definición de la dimensión “a” una excepción para edificios de grandes dimensiones que limita el tamaño de las áreas 1E a 6E.

Investigación desarrollada por Alrawashdeh and Stathopoulos (2015) muestra que sin esa consideración la definición de “*a*” no es representativa en grandes edificios.

C.3.1.1. Coeficientes de presión externa (GC_{pf})

En este capítulo no se permite separar la combinación del factor de efecto de ráfaga y los coeficientes de presión externa (GC_{pf}).

C.3.2. Casos de carga

Los edificios serán evaluados usando cada uno de los casos básicos de carga y los casos torsionales de carga actuando independientemente de acuerdo a este artículo.

Excepción: no se requiere diseñar para casos torsionales de carga para:

1. Edificaciones de una planta con h menor o igual a **10 m**,
2. Edificaciones con entramados livianos de madera o metal (*light-frame construction*) de una y dos plantas, o
3. Edificaciones de una y dos plantas con diafragmas flexibles.

C.3.2.1. Casos de carga básicos

Los coeficientes de presión externa (GC_{pf}) para los casos básicos de carga se determinarán de acuerdo con la **Figura AC.3-1**. El edificio será evaluado tomando cada esquina como esquina de barlovento, con patrones de carga aplicados como se muestra y con todas las zonas cargadas en forma simultánea.

Cada esquina será evaluada separadamente para los dos casos de carga. Las zonas 2E y 3E serán aquellas localizadas a lo largo del borde de la cubierta que esté más cerca del borde que está siendo evaluado. Para obtener los casos de carga más severos se evaluarán combinaciones de presiones externas e internas (ver la **Tabla 1.11-1**) como se requiere.

Para cubiertas planas, el ángulo de la cubierta, θ , se tomará como **0** y la línea que separa la zona 2 de la 3 y la zona 2E de la 3E estará localizada en el medio del ancho del edificio.

Cuando los coeficientes de presión externa (GC_{pf}) en las zonas 2 y 2E sean negativos, serán aplicados en dichas zonas a una distancia desde el borde de la cubierta igual a **0,5 veces** la dimensión horizontal del edificio paralela a la dirección del SPRFV que se está diseñando, o **2,5 veces** la altura del alero en la pared de barlovento; lo que sea menor. Sobre el resto de las zonas 2 y 2E que se extiende hacia la cumbrera, se aplicarán los coeficientes de presión (GC_{pf}) de las zonas 3 y 3E.

C.3.2.2. Casos de carga torsionales

Los casos de carga torsionales se determinarán de acuerdo con la **Figura AC.3-2**. Los coeficientes de carga, (GC_{pf}), de las zonas 1T a 6T se especifican en dicha figura. Para las zonas 1 a 6 y 1E a 6E, los valores de (GC_{pf}) se tomarán de la **Figura AC.3-1** con el siguiente criterio: los del Caso de Carga 1 se aplicarán al Caso 3, y los del Caso 2 se aplicarán al Caso 4.

El edificio será evaluado tomando cada esquina como esquina de barlovento, con patrones de carga aplicados como se muestra y con todas las zonas cargadas en forma simultánea. Cada esquina será evaluada separadamente para los dos casos de carga. Las zonas 2E y 3E serán aquellas localizadas a lo largo del borde de la cubierta que esté más cerca del borde que está siendo evaluado. Para obtener los casos de carga más severos se evaluarán combinaciones de presiones externas e internas (ver la **Tabla 1.11-1**) como se requiere.

Para cubiertas planas, el ángulo de la cubierta, θ , se tomará como 0 y la línea que separa la zona 2 de la 3 y la zona 2E de la 3E estará localizada en el medio del ancho del edificio.

Cuando los coeficientes de presión externa (GC_{pf}) en las zonas 2 y 2E sean negativos, serán aplicados en dichas zonas para a una distancia desde el borde de la cubierta igual a **0,5 veces** la dimensión horizontal del edificio paralela a la dirección del SPRFV que se está diseñando, o **2,5 veces** la altura del alero en la pared de barlovento; lo que sea menor. Sobre el resto de las zonas 2 y 2E que se extiende hacia la cumbrera, se aplicarán los coeficientes de presión (GC_{pf}) de las zonas 3 y 3E.

C.3.3. Carga horizontal total

La carga de corte horizontal total no será menor que aquella determinada despreciando las fuerzas de viento sobre la cubierta.

Excepción: estas disposiciones no se aplican a edificios que usan pórticos resistentes a momentos como SPRFV.

C.3.4. Parapetos

La presión de viento de diseño para el efecto de los parapetos sobre el SPRFV de edificios de baja altura con cubierta plana, cubierta a dos aguas y cubierta a cuatro aguas, se debe determinar mediante la siguiente expresión:

$$p_p = q_p (GC_{pn}) \quad (\text{N/m}^2) \quad (\text{C.3-2})$$

donde:

p_p	presión neta combinada sobre el parapeto debido a la combinación de las presiones netas de las superficies frontal y posterior del parapeto. Los signos positivos (y negativos) significan presión neta actuando hacia (y alejándose) del lado frontal (exterior) del parapeto.
q_p	presión dinámica evaluada en el borde superior del parapeto.
(GC_{pn})	coeficiente de presión neta combinada = +1,5 para el parapeto a barlovento = -1,0 para el parapeto a sotavento

C.3.5. Voladizos de cubierta

La presión externa positiva en la superficie inferior de un voladizo de cubierta a barlovento se debe determinar usando $(GC_p) = 0,7$ en combinación con las presiones en la superficie superior determinadas usando la **Figura AC.3-1**.

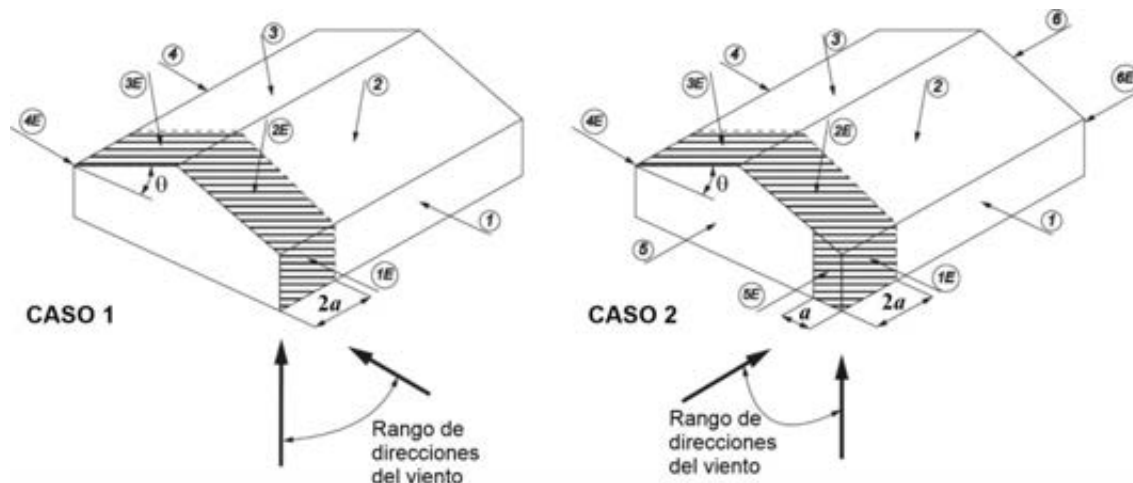
C.3.6. Cargas de viento de diseño mínimas

La carga de viento que se debe usar en el diseño del SPRFV de un edificio cerrado o parcialmente cerrado no será menor que **0,8 kN/m²** multiplicado por el área de la pared del edificio, y **0,4 kN/m²** multiplicado por el área de cubierta del edificio proyectada sobre un plano vertical normal a la dirección supuesta del viento.

C C.3.6. Cargas de viento de diseño mínimas

Este artículo especifica una carga de viento mínima que se debe aplicar de forma horizontal sobre la proyección vertical completa del edificio tal como se muestra en la **Figura C 2.1-1**. Este caso de carga se debe aplicar como un caso separado que se agrega a los restantes casos de carga especificados en otros artículos de este capítulo.

Sistema principal resistente a la fuerza del viento		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura AC.3-1	Coeficientes de presión externa, (GC_{pf})	Paredes y cubiertas a dos aguas
Edificios bajos cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos		



Notación

a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal o 1 m.

Excepción: Para edificios con $0^\circ \leq \theta \leq 7^\circ$ y una menor dimensión horizontal superior a 90 m, la dimensión a debe ser limitada a un máximo de $0,8h$.

h = altura media de la cubierta, en metros, excepto para $\theta \leq 10^\circ$, en que se deberá usar la altura del alero.

θ = ángulo del plano de la cubierta con la horizontal, en grados.

CASO 1

Ángulo de la cubierta θ en grados	Superficie del edificio							
	1	2	3	4	1E	2E	3E	4E
0 – 5	0,40	-0,69	-0,37	-0,29	0,61	-1,07	-0,53	-0,43
20	0,53	-0,69	-0,48	-0,43	0,80	-1,07	-0,69	-0,64
30 – 45	0,56	0,21	-0,43	-0,37	0,69	0,27	-0,53	-0,48
90	0,56	0,56	-0,37	-0,37	0,69	0,69	-0,48	-0,48

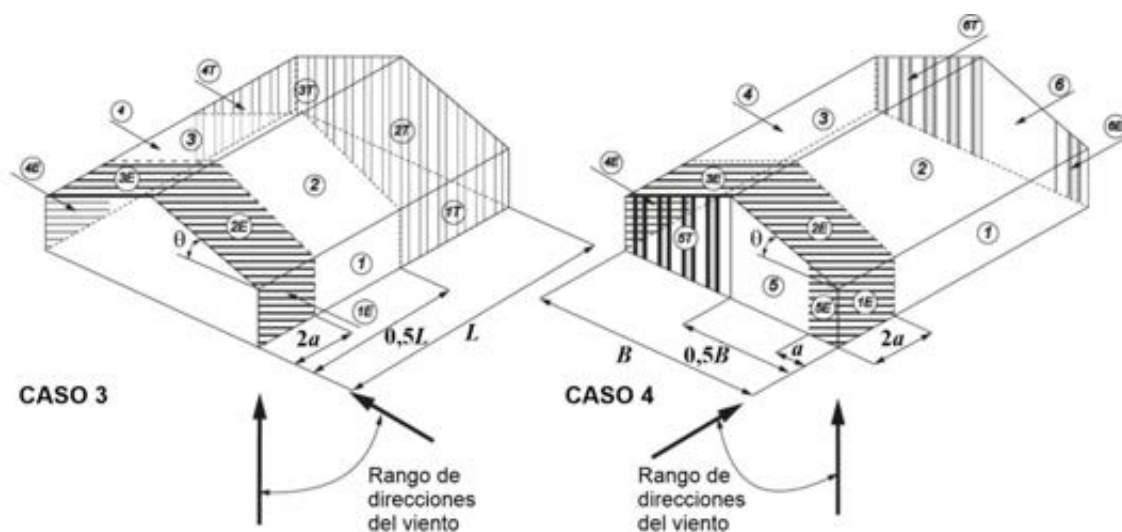
CASO 2

Angulo de la cubierta θ en grados	Superficie del edificio											
	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E	5E	6E
0 – 90	-0,45	-0,69	-0,37	-0,45	0,40	-0,29	-0,48	-1,07	-0,53	-0,48	0,61	-0,43

Notas

1. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
2. Para valores de θ distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.

Casos de carga torsional para el sistema principal resistente a la fuerza del viento		$h \leq 20 \text{ m}$
Figura AC.3-2	Coeficientes de presión externa, (GC_{pf})	Paredes y cubiertas a dos aguas
Edificios bajos cerrados, parcialmente cerrados y parcialmente abiertos		



Notación:

a = 10 % de la menor dimensión horizontal o $0,4h$, lo que sea menor, pero no menos del 4 % de la menor dimensión horizontal o 1 m.

Excepción: Para edificios con $0^\circ \leq \theta \leq 7^\circ$ y una menor dimensión horizontal superior a 90 m, la dimensión a debe ser limitada a un máximo de $0,8h$.

h = altura media de la cubierta, en metros, excepto para $\theta \leq 10^\circ$, en que se deberá usar la altura del alero.

θ = ángulo del plano de la cubierta con la horizontal, en grados.

CASO 3

Ángulo de la cubierta θ en grados	Superficie del edificio			
	1T	2T	3T	4T
0 – 5	0,10	-0,17	-0,09	-0,07
20	0,13	-0,17	-0,12	-0,11
30 – 45	0,14	0,05	-0,11	-0,09
90	0,14	0,14	-0,09	-0,09

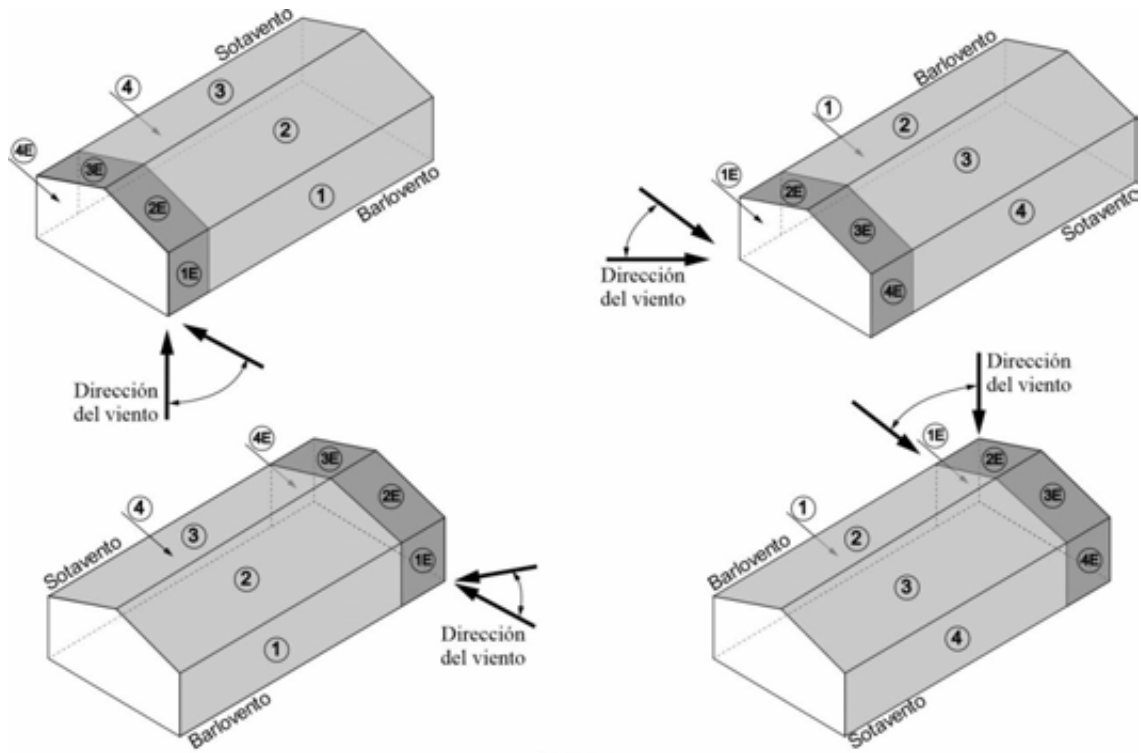
CASO 4

Ángulo de la cubierta θ en grados	Superficie del edificio	
	5T	6T
0 – 90	0,10	-0,07

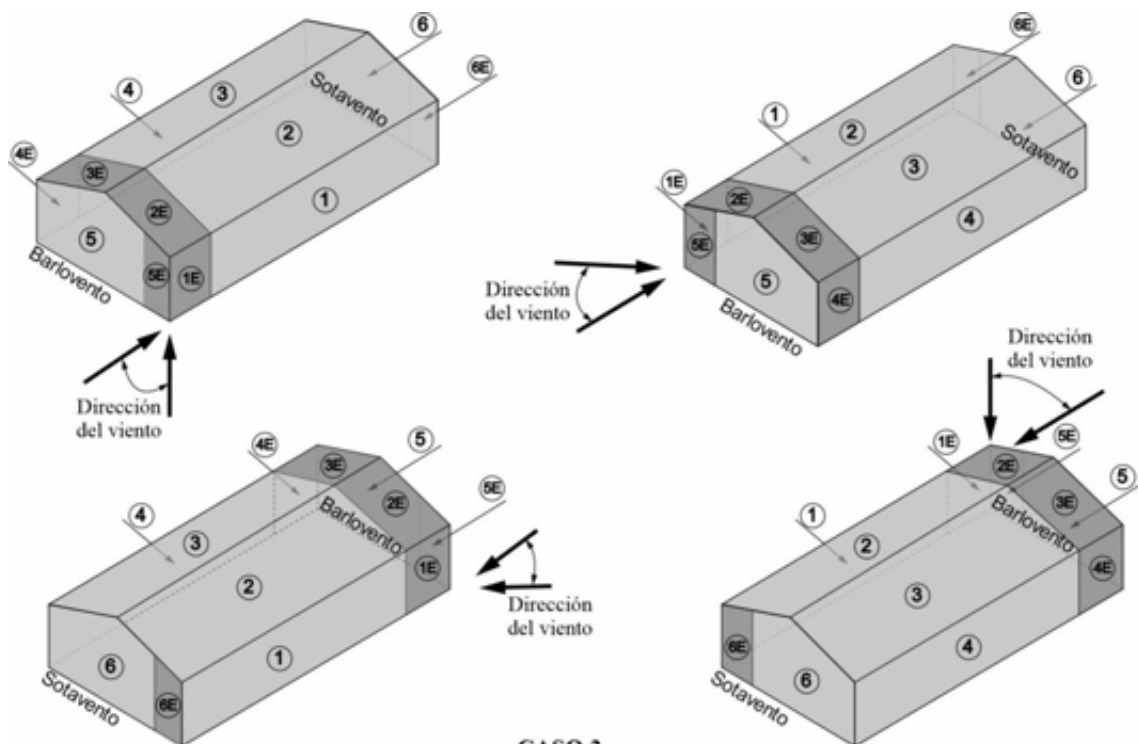
Notas:

1. Los signos más y menos significan presiones que actúan hacia y desde las superficies, respectivamente.
2. Para valores de θ distintos a los mostrados, se permite la interpolación lineal.

Figura C AC.3-1 Ilustración de la aplicación de carga en la Figura AC.3-1



CASO 1
ESCENARIOS BÁSICOS



CASO 2
ESCENARIOS BÁSICOS

Figura C AC.3-2

Cargas de Viento No-Estacionarias sobre edificios bajos para una dirección del viento determinada

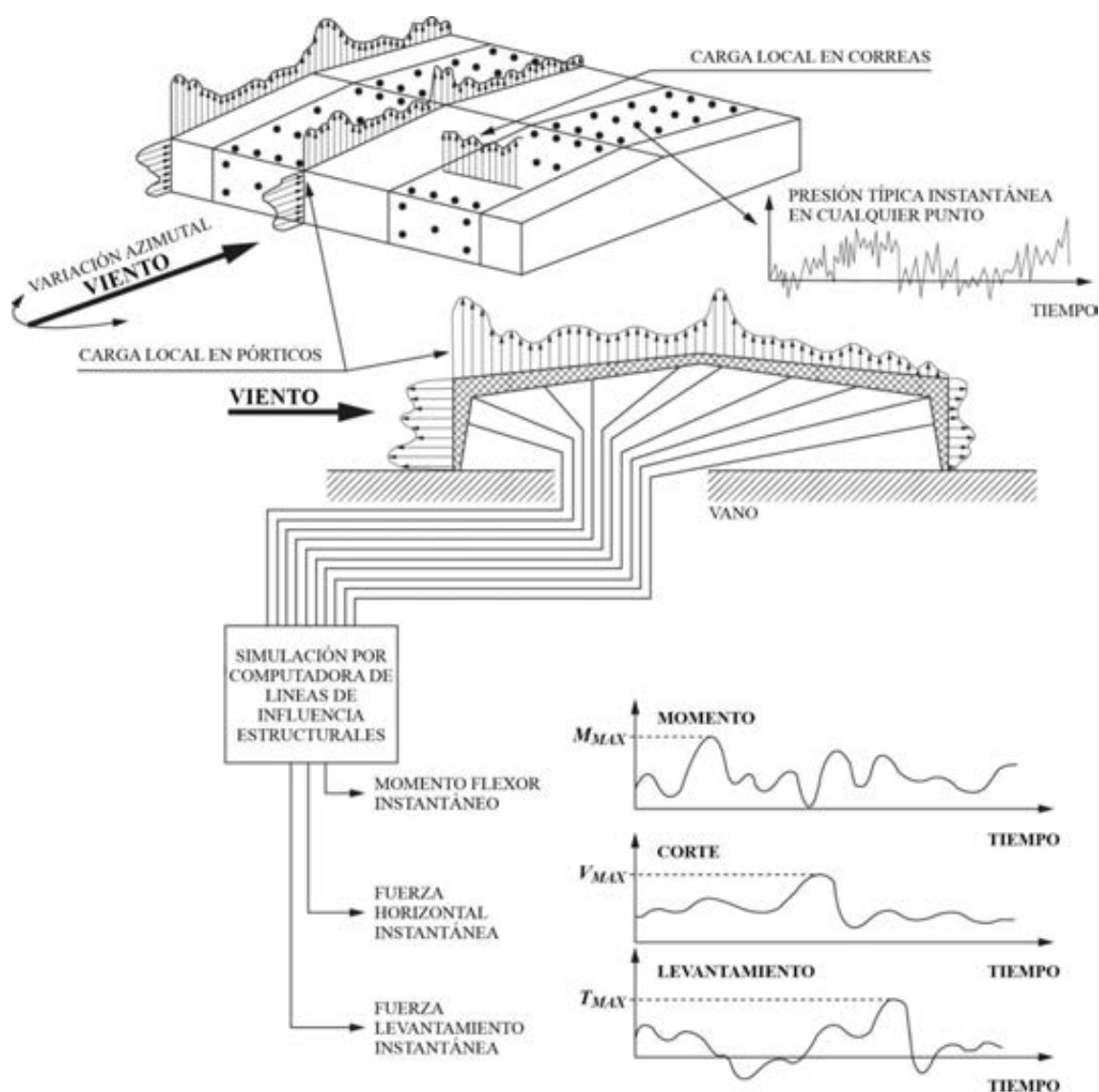
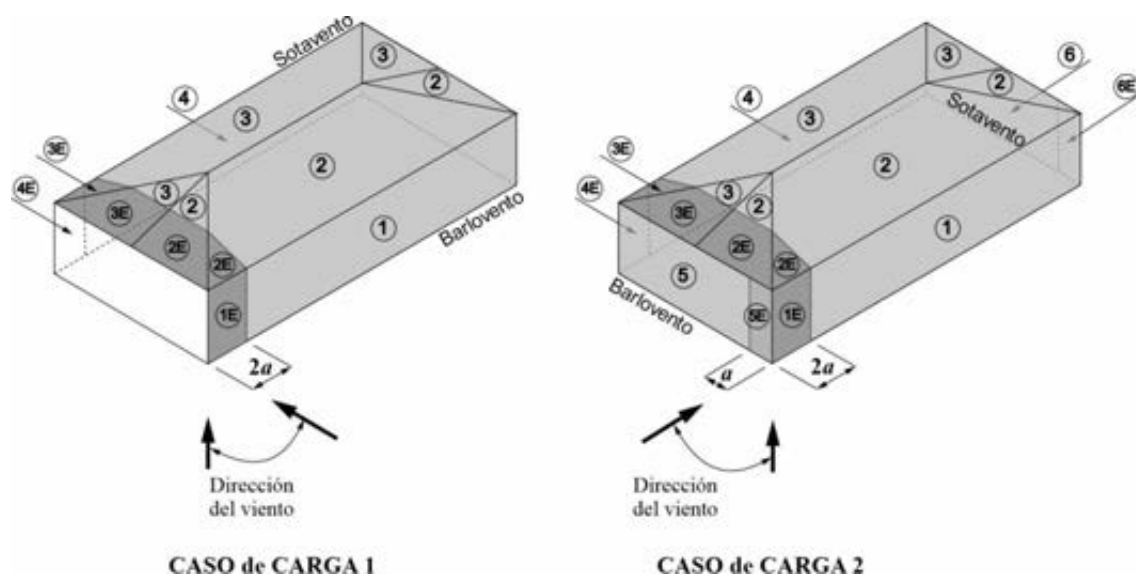


Figura C AC.3-3

Aplicación de cargas para edificios bajos con techo a cuatro aguas



Notas:

1. Adaptar la carga que se muestra en la **Figura AC.3-1** para edificios con techo a cuatro aguas como se muestra. Para una pendiente de techo a cuatro aguas determinada, use los coeficientes de techo de la tabla del Caso 1 para el Caso de carga 1 y el Caso de carga 2.
2. El corte horizontal total no debe ser menor que el determinado despreciando las fuerzas del viento en las superficies del techo.

***ANEXO I Coeficientes de fuerza para
estructuras o elementos
estructurales con sección
transversal uniforme***

***TABLA Referencia cruzada de
prescripciones de CIRSOC
102-2005 a CIRSOC 102-2025***

***GLOSARIO Glosario unificado de
términos utilizados en
traducciones de documentos
en inglés. “Inglés-Español”***

BIBLIOGRAFÍA CIRSOC 102-25

ANEXO I - COEFICIENTES DE FUERZA PARA ESTRUCTURAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON SECCIÓN TRANSVERSAL UNIFORME

I.1. INTRODUCCIÓN

Las cargas de viento sobre estructuras o partes de estructuras con relaciones de esbeltez $8 \leq \ell/b < 40$ se determinarán utilizando las siguientes expresiones:

$$F = GC_f K_e A_f q_z \quad [N] \quad (I.1)$$

$$F_x = GC_{fx} K_e A_f q_z \quad [N] \quad (I.2)$$

$$F_y = GC_{fy} K_e A_f q_z \quad [N] \quad (I.3)$$

siendo:

q_z la presión dinámica evaluada a la altura z del baricentro del área A_f usando la exposición definida en el artículo 5.6.3.2.

G el factor de efecto de ráfaga del artículo 5.8.

C_f el coeficiente de fuerza neta de las **Tablas I.1 y I.2**.

C_{fx}, C_{fy} los coeficientes de fuerza en la dirección de los ejes x , y de la estructura o elemento estructural de las **Tablas I.3A, I.3B y I.4**.

A_f el área proyectada normal al viento $= b \cdot \ell$

b la dimensión transversal definida en las **Tablas I.1 a I.5**.

ℓ la longitud de la estructura o elemento.

K_e el factor de corrección por esbeltez de la **Tabla I.6**.

I.2. FORMAS PRISMÁTICAS CON SECCIONES TRANSVERSALES REDONDEADAS EN LAS ARISTAS

Los coeficientes de fuerza para formas prismáticas con secciones transversales redondeadas en las aristas se obtendrán de **Tabla I.1** en función de $V_z \cdot b$. Para valores intermedios de $V_z \cdot b$ se acepta la interpolación lineal.

La velocidad V_z a la altura z se calcula mediante:

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

siendo:

V_z la velocidad de ráfaga a la altura z .

z la altura del baricentro del área A_f , en metros.

V la velocidad básica del viento obtenida de las **Figuras 1.5-1 A-D**.

$\hat{\alpha}$ la inversa del exponente α para la ley potencial de la velocidad de ráfaga de **3 segundos** de la **Tabla 1.9-1**.

Tabla I.1 - Coeficientes de fuerza para formas prismáticas redondeadas

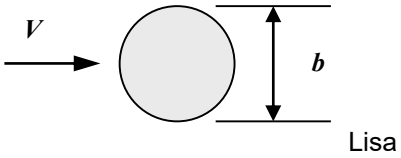
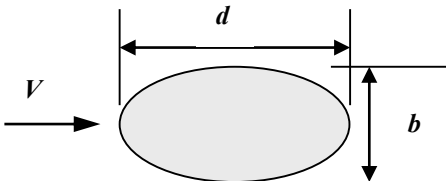
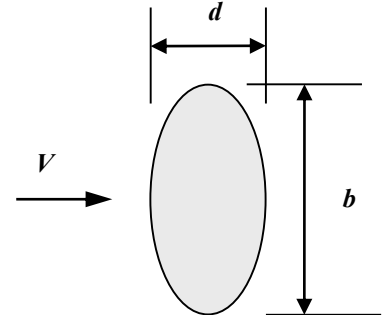
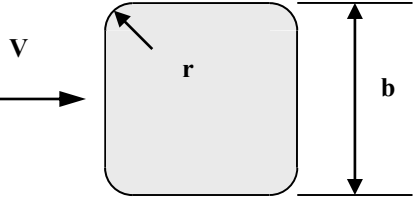
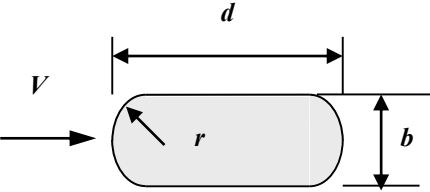
Forma de la sección transversal	Coeficiente de fuerza C_f	
	$V_z \cdot b < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	$V_z \cdot b > 10 \text{ m}^2/\text{s}$
Rugosa o con salientes  Lisa	1,2	1,2
 Elipse $\frac{b}{d} = \frac{1}{2}$	0,7	0,3
 Elipse $\frac{b}{d} = 2$	1,7	1,5
 $\frac{b}{d} = 1 ; \frac{r}{b} = \frac{1}{3}$ $\frac{b}{d} = 1 ; \frac{r}{b} = \frac{1}{16}$	1,2	0,6
	1,3	0,7
 $\frac{b}{d} = \frac{1}{2} ; \frac{r}{b} = \frac{1}{2}$	0,4	0,3

Tabla I.1 - (Continuación)

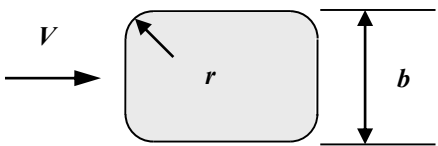
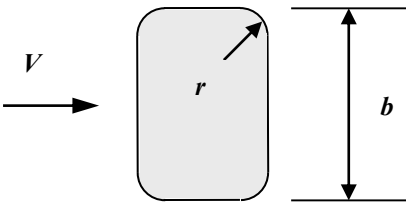
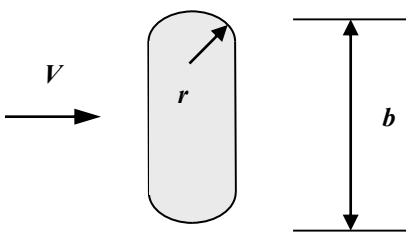
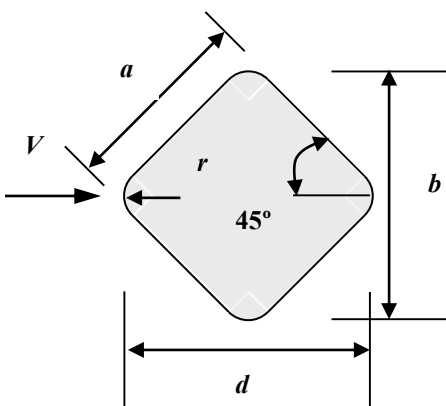
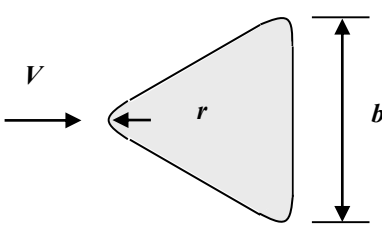
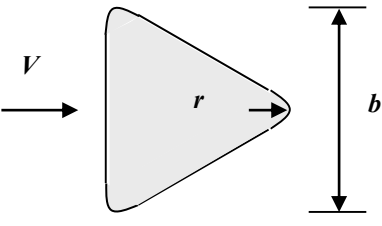
Forma de la sección transversal	Coeficiente de fuerza C_f	
	$V_z \cdot b < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	$V_z \cdot b > 10 \text{ m}^2/\text{s}$
 $\frac{b}{d} = \frac{1}{2} ; \frac{r}{b} = \frac{1}{6}$	0,7	0,7
 $\frac{b}{d} = 2 ; \frac{r}{b} = \frac{1}{12}$	1,9	1,9
 $\frac{b}{d} = 2 ; \frac{r}{b} = \frac{1}{4}$	1,6	0,6
 $\frac{r}{a} = \frac{1}{3}$ $\frac{r}{a} = \frac{1}{12}$ $\frac{r}{a} = \frac{1}{48}$	1,2 1,6 1,6	0,5 1,6 1,6

Tabla I.1 - (Continuación)

Forma de la sección transversal	Coeficiente de fuerza C_f	
	$V_z \cdot b < 4 \text{ m}^2/\text{s}$	$V_z \cdot b > 10 \text{ m}^2/\text{s}$
 $\frac{r}{b} = \frac{1}{4}$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{12}$ $\frac{r}{b} = \frac{1}{48}$	1,2 1,4 1,3	0,5 1,4 1,3
 $\frac{r}{b} = \frac{1}{4}$ $\frac{1}{12} > \frac{r}{b} > \frac{1}{48}$	1,3 2,1	0,5 2,1

Notas:

1. Los valores en **Tabla I.1** se han derivado de los ensayos en túnel de viento que se describen en el trabajo Delaney, N.K. y Sorensen, N.E., "Low-speed Drag of Cylinders of Various Shapes", National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note 3038, 1953.
2. Los coeficientes de fuerza para formas prismáticas con secciones transversales redondeadas en las aristas dependen del número de Reynolds (Re):

$$Re = \frac{Vb}{\nu}$$

siendo:

- V la velocidad básica del viento en m/s de las **Figuras 1.5-1 A-D**.
 b una dimensión de la sección transversal, en m.
 ν la viscosidad cinemática

3. Para aire a presión y temperatura constantes, Re es proporcional a $V \cdot b$. En flujo turbulento de gran escala el número de Reynolds "crítico" varía en un amplio rango en el cual se puede interpolar linealmente.

I.3. FORMAS PRISMÁTICAS CON SECCIONES TRANSVERSALES DE ARISTAS VIVAS

Los coeficientes de fuerza para formas prismáticas con secciones transversales de aristas vivas, con excepción de los prismas rectangulares, se obtendrán de la **Tabla I.2**.

Nota: Los coeficientes de fuerza para secciones de aristas vivas son independientes del número de Reynolds. La **Tabla I.2** presenta los valores para las secciones transversales poligonales más comunes, con excepción de los prismas rectangulares, que se tratan separadamente en el artículo I.4.

I.4. PRISMAS DE SECCION RECTANGULAR

Los coeficientes de fuerza C_{fx} y C_{fy} para prismas de sección rectangular se obtendrán de **Tablas I.3A y I.3B**. Para estructuras con relaciones $d/b > 1$, inclinadas con respecto al viento un ángulo $\theta \leq 15^\circ$, los valores de C_{fx} obtenidos de **Tabla I.3A** deberán incrementarse por el factor $[1 + (d/b) \operatorname{tg} \theta]$. Para estructuras con relaciones $d/b \leq 1$, inclinadas con respecto al viento un ángulo $\theta \leq 15^\circ$ no se requiere incrementar los valores C_{fx} .

I.5. PERFILES ESTRUCTURALES

Los coeficientes de fuerza C_{fx} y C_{fy} para secciones de perfiles, simples o compuestas, se obtienen de **Tabla I.4**. En la misma, el ángulo θ de dirección del viento debe medirse siempre en sentido antihorario.

I.6. COEFICIENTES DE FUERZA PARA TIRANTES, CABLES Y TUBERÍAS DE ESBELTEZ INFINITA

Los coeficientes de fuerza C_f para tirantes, cables y tuberías de esbeltez infinita se obtendrán de la **Tabla I.5**.

I.7. CORRECCIONES POR ESBELTEZ

Los factores de corrección por esbeltez K_e se obtendrán de **Tabla I.6**, donde la relación de esbeltez de la estructura o elemento estructural es mayor que **8,0**.

Nota:

Cuando la esbeltez de la estructura o elemento estructural se reduce se facilita el flujo de aire alrededor de sus extremos. Este trayecto adicional de aire reduce la magnitud de la fuerza promedio actuante.

Tabla I.2 - Coeficientes de fuerza para prismas con aristas vivas

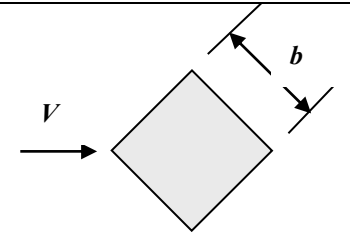
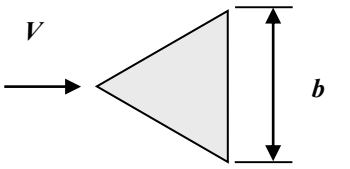
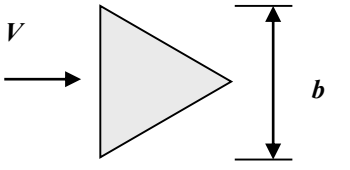
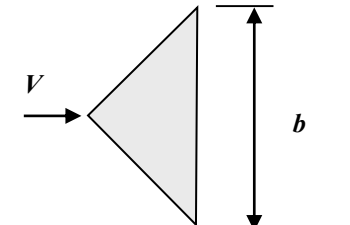
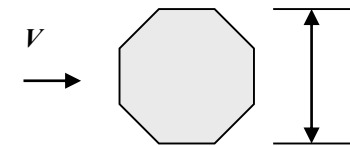
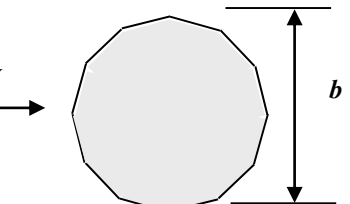
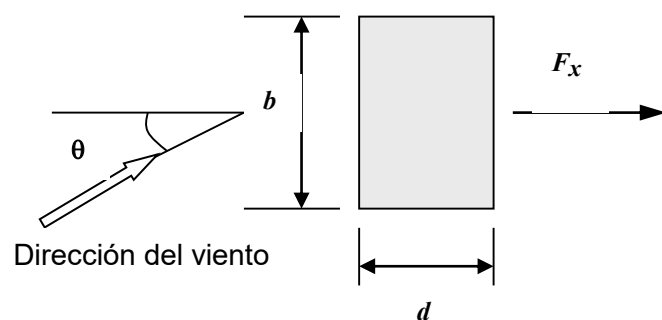
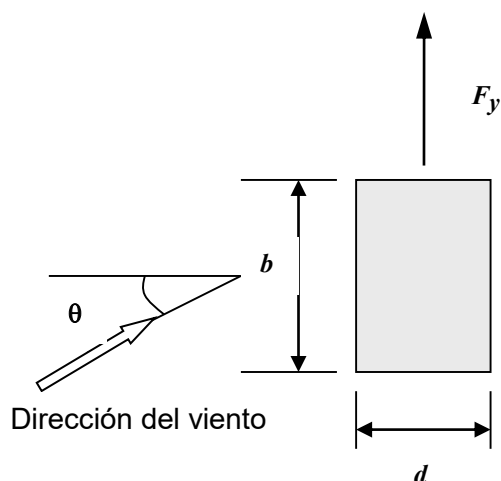
Forma de la sección		Coeficiente de fuerza C_f
	Cuadrado con cara frente al viento	2,2
	Cuadrado con arista frente al viento	1,5
	Triángulo equilátero con arista frente al viento	1,2
	Triángulo equilátero con cara frente al viento	2,0
	Triángulo rectángulo	1,55
	Octógono	1,4
	Dodecágono	1,3

Tabla I.3A - Coeficientes de fuerza C_{fx} para prismas rectangulares



Relación de dimensiones $\left(\frac{d}{b}\right)$	Coeficiente de fuerza C_{fx}
0,10	2,2
0,65	3,0
1	2,2
2	1,6
4	1,3
≥ 10	1,1

Tabla I.3B - Coeficientes de fuerza C_{fy} para prismas rectangulares



Relación de dimensiones $\left(\frac{d}{b}\right)$	Coeficiente de fuerza C_{fy}
0,5	$\pm 1,2$
1,5	$\pm 0,8$
2,5	$\pm 0,6$
4	$\pm 0,8$
≥ 20	$\pm 1,0$

Notas:

1. Los datos de la **Tabla I.3A** se tomaron de Jancauskas, E.D., "The Cross-Wind Excitation of Bluff Structures", Ph.D.Thesis, Monash University, 1983. El valor máximo de C_{fx} que se obtiene para secciones con relaciones d/b alrededor de **0,65**, fueron presentados por primera vez por Nakaguchi, N., Hashimoto, K. y Muto, S. "An Experimental Study on Aerodynamic Drag of Rectangular Cylinders", Journal Japan Society for Aeronautical and Space Sciences, Vol.16, 1968.
2. La **Tabla I.3B** contiene valores máximos de C_{fy} para ángulos $\theta < 20^\circ$. Este tipo de variación puede ocurrir en flujo turbulento nominalmente paralelo a una cara.
3. Para direcciones oblicuas de viento $\theta > 20^\circ$, se necesita de información más detallada o el consejo de especialistas.

Tabla I.4 – Coeficientes de fuerza C_{fx} , C_{fy} para perfiles estructurales

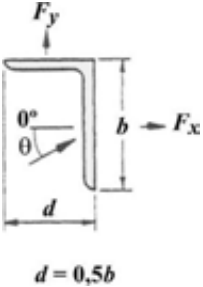
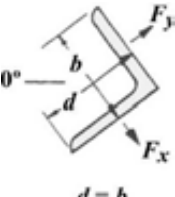
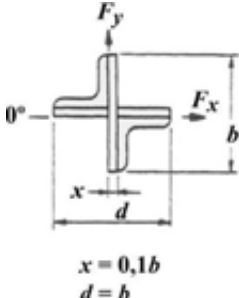
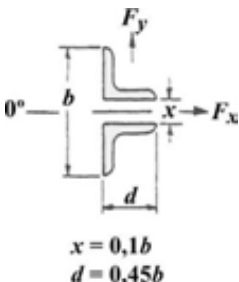
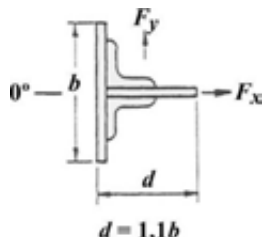
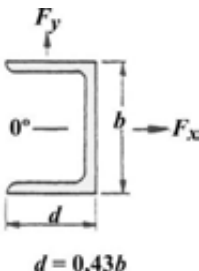
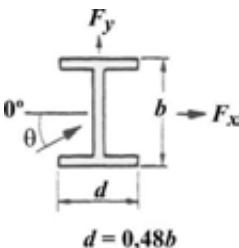
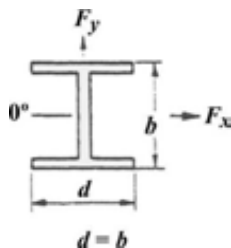
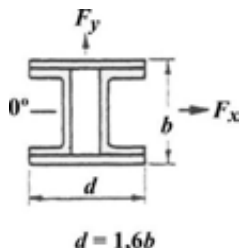
 $d = 0,5b$			 $d = b$		 $x = 0,1b$ $d = b$	
θ	C_{fx}	C_{fy}	C_{fx}	C_{fy}	C_{fx}	C_{fy}
0°	+1,9	+0,95	+1,8	+1,8	+1,75	+0,1
45°	+1,8	+0,8	+2,1	+1,8	+0,85	+0,85
90°	+2,0	+1,7	-1,9	-1,0	+0,1	+1,75
135°	-1,8	-0,1	-2,0	+0,3	-0,75	+0,75
180°	-2,0	+0,1	-1,4	-1,4	-1,75	-0,1
 $x = 0,1b$ $d = 0,45b$			 $d = 1,1b$		 $d = 0,43b$	
θ	C_{fx}	C_{fy}	C_{fx}	C_{fy}	C_{fx}	C_{fy}
0°	+1,6	0	+2,0	0	+2,05	0
45°	+1,5	-0,1	+1,2	+0,9	+1,85	+0,6
90°	-0,95	+0,7	-1,6	+2,15	0	+0,6
135°	-0,5	+1,05	-1,1	+2,4	-1,6	+0,4
180°	-1,5	0	-1,7	$\pm 2,1$	-1,8	0
 $d = 0,48b$			 $d = b$		 $d = 1,6b$	
θ	C_{fx}	C_{fy}	C_{fx}	C_{fy}	C_{fx}	C_{fy}
0°	+2,05	0	+1,6	0	+1,4	0
45°	+1,95	+0,6	+1,5	+1,5	+1,2	+1,6
90°	$\pm 0,5$	+0,9	0	+1,9	0	+2,2

Tabla I.4 - Continuación

Nota:

Estos datos no se publicaron y aparecen por primera vez en las normas suizas SIA Technische Normen Nr.160, "*Normen für Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung Bauten*", 1956. Se debe notar que la dimensión b utilizada en la definición de los coeficientes de fuerza no siempre es normal a la dirección del flujo.

Tabla I.5 - Coeficientes de fuerza para cables, tirantes y tuberías

	Características del flujo de aire	Características de la superficie	C_f
CABLES	$V_z b < 0,6 \text{ m}^2/\text{s}$	Trenzados finos	1,20
		Trenzados gruesos	1,30
	$V_z b \geq 0,6 \text{ m}^2/\text{s}$	Trenzados finos	0,90
		Trenzados gruesos	1,10
TIRANTES Y TUBERÍAS	$V_z b < 0,6 \text{ m}^2/\text{s}$	Lisa	1,20
		Moderadamente rugosa	1,20
	$V_z b \geq 0,6 \text{ m}^2/\text{s}$	Lisa	0,50
		Moderadamente rugosa	0,70

Tabla I.6 - Factor de corrección por relación de esbeltez

Relación de esbeltez $\left(\frac{\ell}{b}\right)$	Factor de corrección K_e
8	0,7
14	0,8
30	0,9
40 o más	1,0

Nota: Para valores intermedios de la relación de esbeltez (ℓ / b) , se permite la interpolación lineal.

TABLA: Referencia cruzada de prescripciones de CIRSOC 102-2005 a CIRSOC 102-2025

Las equivalencias son conceptuales y de tratamiento, no textuales. CIRSOC 102-2025 incluye además un volumen significativo de prescripciones que no están en CIRSOC 102-2005.

Edición 2005	Edición 2025
CAPÍTULO 1. REQUISITOS GENERALES	-
1.1. CAMPO DE VALIDEZ	-
1.2. PROCEDIMIENTOS ADMITIDOS	1.1.2. Procedimientos permitidos
1.3. PRESIONES DE VIENTO QUE ACTÚAN SOBRE LAS CARAS OPUESTAS DE CADA SUPERFICIE DEL EDIFICIO	1.4.3. Presiones de viento actuando sobre caras opuestas de cada superficie del edificio
1.4. CARGA DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMA	2.1.5. Cargas de viento de diseño mínimas 4.8. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO MÍNIMAS 5.2.2. Presiones de viento de diseño mínimas
CAPÍTULO 2. DEFINICIONES	1.2. DEFINICIONES
CAPÍTULO 3. SIMBOLOGÍA	1.3. SIMBOLOGÍA
CAPÍTULO 4. MÉTODO 1 - PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO	2.5. PARTE 2: EDIFICIOS CERRADOS, PARCIALMENTE CERRADOS O PARCIALMENTE ABIERTOS DE DIAFRAGMA SIMPLE CON ALTURA MENOR O IGUAL QUE 10 m – PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO 5.13. PARTE 6: EDIFICIOS DE BAJA ALTURA – PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO
CAPÍTULO 5. MÉTODO 2 - PROCEDIMIENTO ANALÍTICO	-
5.1. CAMPO DE VALIDEZ	2.1.2. Condiciones 4.1.2. Condiciones 5.1.2. Condiciones
5.2. LIMITACIONES	2.1.3. Limitaciones 4.1.3. Limitaciones 5.1.3. Limitaciones
5.3. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	Figura 1.1-1. Lineamientos del proceso para evaluar las cargas de viento.
5.4. VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO	1.5. MAPA DE RIESGO DE VIENTO
5.5. FACTOR DE IMPORTANCIA	No se aplica este factor
5.6. CATEGORÍAS DE EXPOSICIÓN	1.7.3. Categorías de exposición
5.7. EFECTOS TOPOGRÁFICOS	1.8. EFECTOS TOPOGRÁFICOS
5.8. FACTOR DE EFECTO DE RÁFAGA	1.9. EFECTOS DE RÁFAGA
5.9. CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTOS	1.10. CLASIFICACIÓN DE CERRAMIENTO
5.10. PRESIÓN DINÁMICA	1.13.2. Presión dinámica
5.11. COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA	Distribuido en los artículos correspondientes a cada tipología constructiva en Capítulos 2, 4 y 5.
5.12. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO EN EDIFICIOS CERRADOS Y PARCIALMENTE CERRADOS	Distribuido en los artículos correspondientes a cada tipología constructiva en Capítulos 2 y 5.
5.13. CARGAS DE VIENTO DE DISEÑO SOBRE EDIFICIOS ABIERTOS Y OTRAS ESTRUCTURAS	Distribuido en los artículos correspondientes a cada tipología constructiva en Capítulos 2, 4 y 5.
CAPÍTULO 6. MÉTODO 3 - PROCEDIMIENTO DEL TÚNEL DE VIENTO	CAPÍTULO 6. PROCEDIMIENTO DE TÚNEL DE VIENTO
6.1. CAMPO DE VALIDEZ	6.1. ALCANCE
6.2. CONDICIONES DE ENSAYO	6.2. CONDICIONES DE ENSAYO
6.3. RESPUESTA DINÁMICA	6.3. RESPUESTA DINÁMICA

(Continúa)

Edición 2005	Edición 2025
6.4. LIMITACIONES	-
FIGURAS Y TABLAS	
Figura 1 A	Figura 1.5-1A a Figura 1.5-1C
Figura 1 B	Figura 1.5-D
Figura 2	Figura 1.8-1
Figura 3	Figura 2.4-1
Figura 4	Figura AC.3-1
Figura 5 A	Figura 5.3-1
Figura 5 B	Figura 5.3-2A a Figura 5.3-2G
Figura 5 C	Figura 5.3-3
Figura 6	Figura 5.3-4
Figura 7 A	Figura 5.3-5A y Figura 5.3-5B
Figura 7 B	Figura 5.3-6
Figura 8	Figura 5.4-1
Figura 9	Figura 2.4-8
Tabla 1	-
Tabla 2	Tabla 2.5-2
Tabla 3 A	Tabla 5.13-2
Tabla 4	Tabla 1.9-1
Tabla 5	Tabla 1.13-1
Tabla 6	Tabla 1.6-1
Tabla 7	Tabla 1.11-1
Tabla 8	Figura 2.4-3 y Figura 5.3-8
Tabla 9	-
Tabla 10	Figura 4.5-1
Tabla 11	Figura 4.4-1
Tabla 12	Figura 4.5-2
Tabla 13	Figura 4.5-3
APÉNDICES Y ANEXOS	
APÉNDICE A - CLASIFICACIÓN DE EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS	Tabla 1.14-1. Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras
APÉNDICE B - COMBINACIONES DE CARGAS QUE INCLUYEN CARGA DE VIENTO	APÉNDICE B - COMBINACIONES DE CARGAS QUE INCLUYEN CARGA DE VIENTO
ANEXO I - CUBIERTAS AISLADAS	2.4.3. Edificios abiertos o cubiertas aisladas, de vertiente única o a dos aguas con diedro positivo o negativo 5.5. PARTE 3: EDIFICIOS ABIERTOS
ANEXO II - COEFICIENTES DE FUERZA PARA ESTRUCTURAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON SECCIÓN TRANSVERSAL UNIFORME	ANEXO I - COEFICIENTES DE FUERZA PARA ESTRUCTURAS O ELEMENTOS ESTRUCTURALES CON SECCIÓN TRANSVERSAL UNIFORME
ANEXO III - PROPIEDADES DINÁMICAS DE LAS CONSTRUCCIONES	-
ANEXO IV - COEFICIENTES DE PRESIÓN EXTERNA (C_p) PARA DEPÓSITOS, SILOS Y TANQUES CIRCULARES	4.5.2. Cargas de viento de diseño: silos, tanques y recipientes cilíndricos verticales cerrados con $h \leq 40$ m, $D \leq 40$ m y $0,25 \leq H/D \leq 4$ 5.10. SILOS, TANQUES Y RECIPIENTES CILÍNDRICOS VERTICALES CON $h \leq 40$ m
ANEXO V - COEFICIENTES DE PRESIÓN PARA PASADIZOS CERRADOS ENTRE EDIFICIOS	-
ANEXO VI - COEFICIENTES DE PRESIÓN Y FUERZA PARA ESFERAS	-

GLOSARIO UNIFICADO DE TÉRMINOS UTILIZADOS EN TRADUCCIONES DE DOCUMENTOS EN INGLÉS GLOSARIO “INGLÉS-ESPAÑOL”

ENGLISH GLOSSARY	GLOSARIO EN ESPAÑOL ARGENTINO
-A-	
Across-wind loading	Cargas transversales de viento
Aggregate-surfaced-roof	Cubierta con superficie de agregados
Along-wind response	Respuesta en la dirección del viento
Arched roof	Cubierta abovedada
Array	Conjunto de paneles solares
Attached canopy	Alero adosado
Attached sign	Cartel adosado
-B-	
Background response	Respuesta base
Bracing	Arriostramiento
Buffeting	Golpeteo
Building appurtenances	Accesorios de edificios
-C-	
Centroid	Centroide
Circular bins	Recipientes cilíndricos
Cladding	Revestimiento
Clearance height	Espaciamiento
Clearance ratio	Separación relativa
Concrete filled steel deck	Losa mixta de hormigón-acero
Concrete slab	Losa de hormigón
Creep	Fluencia lenta
Crest	Cima
Cross-bracing	Arriostramiento transversal
Cuasi-steady	Cuasi-estacionaria
Curtain wall	Muro cortina
-D-	
Deck panel	Panel del soporte
Dead load	Carga permanente
Debris	Detritus
Discomfort	Incomodidad
Distress	Posible amenaza
Domed roof	Cubierta en forma de cúpula
Dome springline	Línea de arranque del domo
Drift	Deriva
-E-	
Enclosed building	Edificio cerrado
Envelope	Envolvente
Escarpment	Escarpa

-F-

Fascia panels	Cenefa
Fasteners	Fijaciones
Fetch	Distancia de alcance
Flat roof	Cubierta plana
Flat, stepped roof	Cubierta plana escalonada
Flutter	Flameo
Free roof	Cubierta aislada

-G-

Gable roof	Cubierta a dos aguas
Galloping	Galope
Girts	Correas de pared
Grade plane	Plano de referencia
Ground elevation above sea level	Altitud
Ground elevation factor	Factor de altitud
Ground level	Altura
Gust loading factor	Factor de ráfaga

-H-

Hill	Colina
Hip roofs	Cubierta a cuatro aguas

-I-

Insulation board	Tablero de aislación (térmica)
------------------	--------------------------------

-J-

Joist	Vigueta
-------	---------

-L-

Lattice framework	Entramado
Lattice structure	Estructura reticulada
Light frame	Entramado liviano
Live load	Sobrecarga
Load Path	Camino de cargas
Low-rise building	Edificio de baja altura

-M-

Mansard roof	Cubierta en mansarda
Membrane	Membrana
Membrane roof system	Sistema de cubierta con membrana de aislación
Missile	Proyectil
Mode shape power law	Exponente de la ley potencial de la forma modal
Monoslope roof	Cubierta de pendiente única
Mullion	Larguero central
Multi span gable roof	Cubierta a dos aguas múltiple

-N-

Non-building structures	Otros tipos de estructuras
-------------------------	----------------------------

Non-hurricane wind speed
Normalized wind area

Velocidad de viento no asociada a huracanes
Área de viento normalizada

-O-

Open building
Open sign

Edificio abierto
Cartel abierto

-P-

Panel chord length
Pitched roof
Purlins

Longitud de la cuerda del panel
Cubierta con pendiente
Correas de cubierta

-R-

Return corner
Rib
Ridge
Rise-to-span ratio
Roof covering
Roof diaphragm
Roof overhang
Roof pavers
Roof slope
Rooftop
Roof truss

Esquina
Nervadura
Loma
Relación flecha/luz
Revestimiento de cubierta
Diafragma de cubierta
Voladizo de cubierta
Piezas de solado
Pendiente de cubierta
Cubierta
Armadura de cubierta

-S-

Sawtooth roof
Screen
Shear wall
Sign
Sign attached to
Sign with return corner
Single-plane open frames
Solid attached sign
Solid freestanding sign
Solid freestanding wall
Solid sign
Span length
Span-to-depth ratio
Spatial averaging
Spoiler
Stepped roof
Storey drift
Strip theory
Stud
Surface roughness

Cubierta en diente de sierra
Mampara
Pared de corte
Cartel
Cartel adosado a
Cartel con esquina
Entramados planos simples
Cartel lleno adosado
Cartel libre lleno
Pared libre llena
Cartel lleno
Longitud del tramo
Relación luz/profundidad
Promediado espacial
Ribete
Cubierta escalonada
Distorsión entre pisos
Teoría de fajas
Montante
Rugosidad superficial

-T-

Troughed free roof
Troughed roof
Trussed tower

Cubierta aislada a dos aguas con diedro negativo
Cubierta a dos aguas con diedro negativo
Torre reticulada

-V-	
Velocity pressure	Presión dinámica
Velocity pressure exposure coefficient	Coeficiente de exposición para la presión dinámica
Vortex shedding	Desprendimientos de vórtices
-W-	
Wall covering	recubrimiento de paredes
Wall with return corner	pared con esquina

BIBLIOGRAFÍA CIRSOC 102-25

CAPITULO 1

Abbey, R.F. (1976). “Risk probabilities associated with tornado wind speeds”. In 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, Tex.

Almeida, G.P., Durao, D.F.G. and Heitor, M.V. (1993). “Wake flows behind two-dimensional model hills”. *Exp. Therm*

ANSI/DASMA 115-17 (2017) “Standard method for testing sectional garage doors”: determination of structural performance under missile impact and cyclic wind pressure. American National Standards Institute (ANSI)/Door and Access Systems Manufacturers Association (DASMA), Cleveland, OH.

Altinger de Schwarzkopf, M.L. (1997). “Fundamentos meteorológicos que sustentan el trazado de isolneas de la velocidad básica del viento V_0 en el mapa de la Fig. 4” del Reglamento CIRSOC 102, Informe Interno, CIRSOC, Buenos Aires.

Akins, R. E., and Cermak, J. E. (1975). “Wind pressures on buildings, Technical Report CER 7677REAJEC15, Fluid Dynamics and Diffusion Lab”, Colorado State University, Fort Collins, Colo.

AS 3995-1994 (1994). “Design of steel lattice towers and masts”, Standards Australia, North Sydney, Australia.

AS/NZS 1170.2:2011 (2011) Standards Australia and Standards New Zealand. Structural Design Actions, Part2: “Wind Actions, Sydney and Wellington”.

American Society of Mechanical Engineers (ASME). (1992). “Steel stacks, American Society of Mechanical Engineers, STS-1”.

American Society of Testing and Materials (ASTM) (2017). “Standard specification for performance of exterior windows, curtain walls, doors, and impact protective systems impacted by windborne debris in hurricanes”. ASTM E1996-17. West Conshohocken, PA: ASTM.

American Society of Testing and Materials (ASTM) (2019). “Standard test method for performance of exterior windows, curtain walls, doors, and impact protective systems impacted by missile(s) and exposed to cyclic pressure differentials”. ASTM E1886-19. West Conshohocken, PA: ASTM.

Beason, W. L., Meyers, G. E., and James, R. W. (1984). “Hurricane related window glass damage in Houston”. *J. Struct. Engrg.*, 110(12), 2843-2857.

Behr, R. A., and Minor, J. E. (1994). “A survey of glazing system behavior in multistory buildings during Hurricane Andrew”. The structural design of tall buildings, Vol. 3, 143-161.

Bernardini, E., Spence, S. M. J., and Kareem, A. (2013). “A probabilistic approach for the full response estimation of tall buildings with 3D modes using the HFFB”. *Struct. Saf.*, 44, 91–101.

Beste, F., and Cermak, J. E. (1996). “Correlation of internal and area-averaged wind pressures on low-rise buildings”. Third international colloquium on bluff body aerodynamics and applications, Blacksburg, Virginia.

Blessmann, J. (1995). “O vento na engenharia estrutural”, Editora da Universidade/UFRGS, Porto Alegre.

Chen, X., and Kareem, A. (2004). “Equivalent static wind loads on buildings: New model”. *J. Struct. Eng.* 130(10), 1425–1435.

CIRSOC 306 (2018). “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Antenas”. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), Buenos Aires.

Comité International des Cheminées Industrielles (CICIND). (1999). Model code for steel chimneys, Comité International des Cheminées Industrielles, Revision 1-1999.

Davenport, A. G. 1960. “Rationale for determining design wind velocities”. *J. Struct. Div.* 86 (5): 39–68

Davenport, A. G., Grimmond, C. S. B., Oke, T. R., and Wieringa, J. (2000). “Estimating the roughness of cities and sheltered country”. Preprint of the 12th AMS Conference on Applied Climatology, 96-99.

Durst, C. S. (1960). “Wind speeds over short periods of time”. *Meteor. Mag.*, 89, 181-187.

Ellingwood, B. (1981). “Wind and snow load statistics for probabilistic design”. *J. Struct. Div.*, 107(7), 1345-1350.

Ellingwood, B., MacGregor, J. G., Galambos, T. V., and Cornell, C. A. (1982). “Probability based load criteria: Load factors and load combinations”. *J. Struct. Div.*, 108(5), 978-997.

Engineering Sciences Data Unit (ESDU) (1982). “Strong winds in the atmospheric boundary layer, Part 1: Mean hourly wind speed”. ESDU 82026. London: ESDU.

Engineering Sciences Data Unit (ESDU) (1993). “Strong winds in the atmospheric boundary layer. Part 2: Discrete gust speeds”. Item Number 83045, with Amendments A and B.

ENV 1991-2-4 (1995). Eurocode 1: “Basis of design and actions on structures, Part 2-4: Actions on structures–wind actions”. European Committee for Standardization (CEN). Brussels, Belgium: CEN.

European Convention for Structural Steelwork (ECCS). (1978). “Recommendations for the calculation of wind effects on buildings and structures”, Technical Committee T12, European Convention for Structural Steelwork, Brussels, Belgium.

Goel, R. K., and Chopra, A. K. (1997). “Period formulas for moment-resisting frame buildings”. *J. Struct. Engrg.*, 123(11), 1454–1461.

Goel, R. K., and Chopra, A. K. (1998). “Period formulas for concrete shear wall buildings”. *J. Struct. Engrg.*, 124(4), 426–433.

- Gurley, K., and Kareem, A. (1993). "Gust loading factors for tension leg platforms". Appl. Oc. Res., 15(3).
- Harris, R. I., and D. M. Deaves (1981). "The structure of strong winds". In Proc., CIRIA Conf. Wind Engineering in the Eighties. London: Construction Industry Research and Information Association.
- Ho, E. (1992). "Variability of low building wind loads". Doctoral Dissertation, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.
- ICC (International Code Council) (2000). International building code. Falls Church, VA: ICC.
- INPRES-CIRSOC 103 (2018) Parte I. "Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes – Construcciones en General", Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES)/Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), Buenos Aires, Argentina.
- ISO 4354 (1997). Wind actions on structures, International Organization for Standardization (ISO).
- Irwin, P. A. (1987). "Pressure model techniques for cladding loads". J. Wind Eng. Ind. Aerod., 29, 69-78.
- Irwin, P. A. (2006). "Exposure categories and transitions for design wind loads". J. Struct. Engrg., 132(11), 1755-1763.
- Irwin, P. A., and Dunn, G. E. (1994). Review of internal pressures on low-rise buildings, RWDI Report 93-270 for Canadian Sheet Building Institute.
- Jackson, P. S., and Hunt, J. C. R. (1975). "Turbulent wind flow over a low hill". Quarterly J. Royal Meteorological Soc., 101, 929-955.
- Kareem, A. (1985). "Lateral-torsional motion of tall buildings". J. Struct. Engrg., 111(11), 2479-2496.
- Kareem, A. (1986). "Performance of cladding in Hurricane Alicia". J. Struct. Engrg., 112(12), 2679-2693.
- Kareem, A. (1992). "Dynamic response of high-rise buildings to stochastic wind loads". J. Wind Eng. Ind. Aerod., 41-44.
- Kareem, A., D. K. Kwon, and Y. Tamura (2012). "Cyberbased analysis, modeling and simulation of wind load effects in VORTEX-winds". In Proc., 3rd American Association for Wind Engineering Workshop. Hyannis, MA.
- Kareem, A., and Smith, C. E. (1994). "Performance of off-shore platforms in Hurricane Andrew". In Hurricanes of 1992: Lessons learned and implications for the future, R. A. Cook and M. Soltani, eds., American Society of Civil Engineers, New York, 577-586.
- Kelly, M., R. A. Cersosimo, and J. Berg (2019). "A universal wind profile for the inversion-capped neutral atmospheric boundary layer". Q. J. R. Meteorol. Soc. 145 (720): 982–992.
- Kijewski-Correa, T., A. Kareem, Y. L. Guo, R. Bashor, and T. Weigand. (2013). "Performance of tall buildings in urban zones: Lessons learned from a decade of full-scale monitoring". Int. J. High-Rise Build. 2 (3): 179–192.
- Kwon, D.K., and Kareem, A. (2013). "Comparative study of major international wind codes and standards for wind effects on tall buildings". Eng. Struct. 51, 23–25.
- Kwon, D.-K., T. Kijewski-Correa, and A. Kareem (2008). "e-Analysis of high-rise buildings subjected to wind loads". J. Struct. Eng. 133 (7): 1139–1153.
- Lemelin, D. R., Surry, D., and Davenport, A. G. (1988). "Simple approximations for wind speed-up over hills". J. Wind Eng. Ind. Aerod., 28, 117-127.
- Lettau, H. (1969). "Note on aerodynamic roughness element description". J. Appl. Meteorology, 8, 828-832.
- McDonald, J. R. (1983). A methodology for tornado hazard probability assessment, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, D.C., NUREG/ CR3058.
- Means, B., Reinhold, T. A., and Perry, D. C. (1996). "Wind loads for low-rise buildings on escarpments". In Building an International Community of Structural Engineers, S. K. Ghosh and Mohammadi, eds., American Society of Civil Engineers, New York, 1045-1052.
- Mehta, K. C., and Marshall, R. D. (1998). Guide to the use of the wind load provisions of ASCE 7-95, American Society of Civil Engineers Press, Reston, Va.
- Mehta, K. C., McDonald, J. R., and Minor, J. E. (1976). "Windspeeds analyses of April 3-4 1974 tornadoes". J. Struct. Div., 102(9), 1709-1724.
- Minor, J. E. (1982). "Tornado technology and professional practice". J. Struct. Div., 108(11), 2411-2422.
- Minor, J. E. (1985). "Window glass performance and hurricane effects". In Hurricane Alicia: One year later, A. Kareem, ed., American Society of Civil Engineers, New York, 151-167.
- Minor, J. E. (1994). "Windborne debris and the building envelope". J. Wind Eng. Ind. Aerod., 53, 207-227.
- Minor, J. E., and Behr, R. A. (1993). "Improving the performance of architectural glazing in hurricanes". In Hurricanes of 1992: Lessons learned and implications for the future, American Society of Civil Engineers, New York, 476-485.
- Minor, J. E., McDonald, J. R., and Mehta, K. C. (1977). "The tornado: An engineering oriented perspective". National Oceanic and Atmospheric Administration, Environmental Research Laboratories, Boulder, Colo., TM ERL NSSL-82.
- NFPA (National Fire Protection Association) (2006). Building construction and safety code. NFPA 5000. Quincy, MA: NFPA.
- Panofsky, H. A., and J.A. Dutton (1984). Atmospheric turbulence: models and methods for engineering applications. 1st ed. New York: Wiley-Interscience.
- Peterka, J. A., and Shahid, S. (1998). "Design gust wind speeds in the United States". J. Struct. Engrg., 124(2), 207-214.
- Reinhold, T. A., ed. (1982). "Wind tunnel modeling for civil engineering applications". In Proceedings of the International Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications, Cambridge University Press, Gaithersburg, Md.
- Sataka, N., Suda, K., Arakawa, T., Sasaki, A., and Tamura, Y. (2003). "Damping evaluation using full-scale data of buildings in Japan". J. Struct. Engrg., 129(4), 470-477.

Schwarzskopf, M.I. de and Rosso, L.C. (1993) Riesgo de tornados y corrientes descendentes en la Argentina, Universidad de Buenos Aires, Facultad de Ciencias Exactas y Naturales.

Simiu, E., and Scanlan, R. H. (1996). Wind effects on structures, 3rd ed., John Wiley & Sons, New York.

Simiu, E., Vickery, P., and Kareem, A. (2007). “Relation between Saffir-Simpson hurricane scale wind speeds and peak 3-s gust speeds over open terrain,” J. Struct. Engrg., 133(7), 1043-1045.

Simiu, E., L. Shi, and D. Yeo (2016). “Planetary boundary-layer modelling and tall building design”. Boundary-Layer Meteorol. 159 (1): 173–181.

Solari, G. (1993a). “Gust buffeting. I: Peak wind velocity and equivalent pressure”. J. Struct. Engrg., 119(2), 365-382.

Solari, G. (1993b). “Gust buffeting. II: Dynamic alongwind response”. J. Struct. Engrg., 119(2), 383-398.

Stathopoulos, T., Surry, D., and Davenport, A. G. (1979). “Wind-induced internal pressures in low buildings”. In Proceedings of the Fifth International Conference on Wind Engineering, J. E. Cermak, ed. Colorado State University, Fort Collins, Colo.

Stubbs, N., and Perry, D. C. (1993). “Engineering of the building envelope: To do or not to do”. In Hurricanes of 1992: Lessons learned and implications for the future, R. A. Cook and M. Sotani, eds., American Society of Civil Engineers, New York, 10-30.

Surry, D., Kitchen, R. B., and Davenport, A. G. (1977). “Design effectiveness of wind tunnel studies for buildings of intermediate height”. Can. J. Civ. Engrg., 4(1), 96-116.

Tse, K. T., S. W. Li, P. W. Chan, H. Y. Mok, and A. U. Weerasuriya (2013). “Wind profile observations in tropical cyclone events using wind-profilers and doppler SODARS”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 115 (Apr): 93–103.

Vickery, P. J., Skerlj, P. F., Steckley, A. C., and Twisdale, L. A. (2000). “Hurricane wind field model for use in hurricane simulations”. J. Struct. Engrg., 126(10), 1203-1221.

Viollaz, A.J. (1997). Estimación de las velocidades de recurrencia de vientos en la República Argentina, Informe Técnico, CIRSOC, Buenos Aires.

Walmsley, J. L., Taylor, P. A., and Keith, T. (1986). “A simple model of neutrally stratified boundary-layer flow over complex terrain with surface roughness modulations”. Boundary-Layer Meteorology 36, 157-186.

Wen, Y.-K., and Chu, S.-L. (1973). “Tornado risks and design wind speed”. J. Struct. Div., 99(12), 2409-2421.

Wieringa, J., Davenport, A. O., Orimmond, C. S. B., and Oke, T. R. (2001). “New revision of Davenport roughness classification”. In 3rd European African Conference on Wind Engineering, <<http://www.kcl.ac.uk/ip/suegrimmond/publishedpapers/DavenportRoughness2.pdf>> (Jan. 7, 2008).

Wyatt, T. A. (1984). “Sensitivity of lattice towers to fatigue induced by wind gusts”. Engrg. Struct., 6, 262-267.

Yeatts, B. B., and Mehta, K. C. (1993). “Field study of internal pressures”. In Proceedings of the 7th U.S.

National Conference on Wind Engineering, Oary Hart, ed., Vol. 2, 889-897.

Zhou, Y., and Kareem, A. (2001). “Gust loading factor: New model”. J. Struct. Engrg., 127(2), 168-175.

Zhou, Y., Kijewski, T., and Kareem, A. (2002). “Along-wind load effects on tall buildings: Comparative study of major international codes and standards”. J. Struct. Engrg., 128(6), 788-796.

Zilitinkevich, S. S., and I. N. Esau (2002). “On integral measures of the neutral barotropic planetary boundary layer”. Boundary-Layer Meteorol. 104 (3): 371–379.

CAPITULO 2

Altman, D. R. (2001). “Wind uplift forces on roof canopies”. Master’s thesis, Dept, of Civil Engineering, Clemson Univ., Clemson, SC.

Blackmore, P.A., Tsokri, E. (2006). “Wind loads on curved roofs”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 94 (11), 833–844.

Blessman, J. (1971). “Pressures on domes with several wind profiles”. Proc., 3rd Int. Conf. on Wind Effects on Buildings and Structures, Japanese Organizing Committee, Tokyo, 317-326.

Blessmann, J. (1987). “Ação do vento em coberturas curvas – 1a Parte”. Caderno Técnico CT-86, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Blessmann, J., Loredou-Souza, A.M. (1988). “Ação do vento em coberturas curvas – 2a Parte”. Caderno Técnico CT-94, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Blessmann, J., Loredou-Souza, A.M. (1989). “Ação do vento em coberturas curvas – 3a Parte”. Caderno Técnico CT-95, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.

Boggs, D. W., Hosoya, N., and Cochran, L. (2000). “Sources of torsional wind loading on tall buildings: Lessons from the wind tunnel”. Proc., Structures Congress 2000: Advanced technology in structural engineering, P. E. Mohamed Elgaaly, ed., ASCE, Reston, VA.

Eurocode. (1995). “Eurocode 1: Basis of design and actions on structures, Part 2+: Actions on structures-wind actions”. ENV 1991-2-4, European Committee for Standardization, Brussels.

Isyumov, N. (1983). “Wind induced torque on square and rectangular building shapes”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn. 13, 183-186.

Isyumov, N., and Case, P.C. (2000). “Wind-induced torsional loads and responses of buildings”. Proc., Structures Congress 2000: Advanced technology in structural engineering, P. E. Mohamad Elgaaly, ed., ASCE, Reston, VA.

Natalini, B., Natalini, M.B. (2017). “Wind loads on buildings with vaulted roofs and side walls—A review”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn., 161, 9-16.

Smith, A. (1914). “Wind loads on buildings”. J. Western Soc. Eng. 19, 369–394.

Standards Australia and Standards New Zealand (2002). Structural Design Actions, Part2: Wind Actions, AS/NZS 1170.2:2002. Sydney and Wellington.

Taylor, T. J. (1991). “Wind pressures on a hemispherical dome”. J. Wind Eng. Industr. Aerodyn., 40(2), 199-213.

Uematsu, Y., and Stathopoulos, T. (2003). “Wind loads on free-standing canopy roofs: A review”. J. Wind Eng., Japan Assoc. Wind Eng., 95.

Xie, J., and Irwin, P. A. “Key factors for torsional wind response of tall buildings”. Proc., Structures Congress 2000: Advanced technology in structural engineering, P. E. Mohamed Elgaaly, ed., ASCE, Reston, VA., Chap. 4, Sec. 22.

CAPITULO 4

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2015). “LRFD Specifications for Structural Supports for Highway Signs, Luminaires, and Traffic Signals,” 1st Ed. AASHTO LRFDLTS-1, Washington, DC.

American National Standards Institute (ANSI). (1972). Minimum design loads for buildings and other structures, ANSI A58.1-1972, Washington, DC.

ANSI. (1982). Minimum design loads for buildings and other structures, ANSI A58.1-1982, Washington, DC.

ANSI/TIA 222-G. (2009). “Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas”. Telecommunications Industry Association (TIA), Washington DC.

ASCE. (1961). “Wind forces on structures”. Trans. ASCE, 126(2), 1124-1198.

ASCE. (1994). Minimum design loads for buildings and other structures, New York.

ASCE Task Committee on Wind-Induced Forces. (2011). Wind loads for petrochemical and other industrial facilities, Reston, VA.

Banks, D (2012). “Wind loads on tilted flat panels on commercial roofs: The effects of corner vortices”. Advances in hurricane engineering, C.P. Jones, and L.G. Griffiths, eds. ASCE, Reston, VA.

Browne, M.T.L., Taylor, Z.J., Li, S.H. and Gamble, S. (2020). “A wind load design method for ground-mounted multi-row solar arrays based on a compilation of wind tunnel experiments”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 205 (Oct): 104294.
<https://doi.org/10.1016/j.jweia.2020.104294>.

CIRSOC 306 (2018). “Reglamento Argentino de Estructuras de Acero para Antenas”. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC), Buenos Aires.

Cook, N. J. (1990). The designer’s guide to wind loading of building structures, Part II, Butterworths Publishers, London.

Erwin, J. W., Chowdhury, A. G., and Bitsuamlak, G. (2011). “Wind loads on rooftop equipment mounted on a flat roof”. J. Wind Eng. 8(1), 23-42.

Fox, T., and Levitan, M. (2005). “A comprehensive look at wind loading on freestanding walls and signs”. Proc., 10th Americas Conf, on Wind Eng., Baton Rouge, LA.

Giannoulis, A., Stathopoulos, T., Briassoulis, D., and Mistriotis, A. (2012). “Wind loading on vertical panels

with different permeabilities”. J. Wind Eng. Industr. Aerodyn. 107, 1-16.

Ginger, J. D., Reardon, G. F., and Langtree, B. A. (1998a). “Wind loads on fences and hoardings”. Proc., Australasian Struct. Eng. Conf., Engineers Australia Structural College, Barton, Australian Capital Territory, AU, 983-990.

Ginger, J. D., Reardon, G. F., and Langtree, B. L. (1998b). “Wind loads on fences and hoardings”. Cyclone Structural Testing Station, James Cook University, Townsville, Queensland, AU.

Holmes, J. D. (1986). “Wind tunnel tests on free-standing walls at CSIRO”. Internal Report 86/47, CSIRO Division of Building Research, Clayton, South Victoria, AU.

Hosoya, N., Cermak, J. E., and Steele, C. (2001). “A wind-tunnel study of a cubic rooftop AC unit on a low building”. Proc., Americas Conf, on Wind Eng., American Association for Wind Engineering, Fort Collins, CO.

JIS. (2017). Load design guide on structures for photovoltaic array. Japanese Standards Association, C 8955. Tokyo: JIS.

Kopp, G.A. (2013). “Wind loads on low profile, tilted, solar arrays placed on large, flat, low-rise building roofs”. J. Struct. Eng., doi: 10.1061/(ASCE) ST.1943-541X.0000821.

Kopp, G. A., Farquhar, S., and Morrison, M. J. (2012). “Aerodynamic mechanisms for wind loads on tilted, roof-mounted, solar arrays”. J. Wind Eng. Industr. Aerodyn. 111, 40-52.

Kopp, G. A., and Traczuk, G. (2007). “Wind loads on a roof-mounted cube”. (BLWT-SS47_2007). The Boundary Layer Wind Tunnel Laboratory, London, ON.

Letchford, C. W. (1985). “Wind loads on free-standing walls”. Report OUEL 1599/85, Dept. Eng. Sci., Univ. of Oxford, Oxford, UK.

Letchford, C. W. (1989). “Wind loads and overturning moments on free standing walls”. Proc., 2nd Asia Pacific Symp. on Wind Eng., International Association for Wind Engineering, Kanagawa, Japan.

Letchford, C. W. (2001). “Wind loads on rectangular signboards and hoardings”. J. Wind Eng. Industr. Aerodyn. 89, 135-151.

Letchford, C. W., and Holmes, J. D. (1994). “Wind loads on free-standing walls in turbulent boundary layers”. J. Wind Eng. Industr. Aerodyn. 51(1), 1-27.

Letchford, C. W., and Robertson, A. P. (1999). “Mean wind loading at the leading ends of free-standing walls”. J. Wind Eng. Industr. Aerodyn. 79(1), 123-134.

Macdonald, P. A., Kwok, K. C. S., and Holmes, J. D. (1988). “Wind loads on circular storage bins, silos and tanks: 1. Point pressure measurements on isolated structures,” J. Wind Eng. Industr. Aerodyn. 31(2-3), 165-187.

Macdonald, P. A., Holmes, J. D., and Kwok, K. C. S. (1990). “Wind loads on circular storage bins, silos and tanks. II. Effect of grouping”, J. Wind Eng. Industr. Aerodyn. 34(1), 77-95.

Mans, C., Kopp, G., and Surry, D. (2000). “Wind loads on parapets, Part I”. BLWTL-SS23-2000, University of Western Ontario, London, ON.

Mans, C., Kopp, G., and Surry, D. (2001). “Wind loads on parapets, Parts 2 and 3”. BLWT-SS37-2001 and BLWT-SS38-2001, University of Western Ontario, London, ON.

Mehta, K. C., Smith, D. A., and Zuo, D. (2012). “Field and wind tunnel testing of signs, final report, test procedures and outcomes”. Lubbock, TX, Texas Tech University.

National Association of Architectural Metal Manufacturers (NAAMM). (2007). “Guide specifications for design of metal flagpoles,” ANSI/NAAMM FP 1001-13, Glen Ellyn, IL.

Robertson, A. P., Hoxey, R. P., Short, J. L., Ferguson, W. A., and Osmond, S. (1995). “Wind loads on free-standing walls: A full-scale study”. Proc., 9th Int. Conf. on Wind Eng., Wiley Eastern Science, 457—168.

Robertson, A. P., Hoxey, R. P., Short, J. L., Ferguson, W. A., and Osmond, S. (1996). “Full-scale testing to determine the wind loads on free-standing walls”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn. 60(1), 123-137.

Robertson, A. P., Hoxey, R. P., Short, J. L., and Ferguson, W. A. (1997). “Full scale measurements and computational predictions of wind loads on free standing walls”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn., 67-68, 639-646.

Sabrinsky, I. J., and Melbourne, W. H. (1987). “Design pressure distribution on circular silos with conical roofs”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn. 26(1), 65-84.

SEAOC. (2012). “Wind loads on low profile solar photovoltaic system on flat roofs”. Structural Engineers Association of California, Report SEAOC-PV2-2012, Sacramento, CA.

SEAOC. (2017). “Wind design for solar arrays”. Structural Engineers Association of California (SEAOC), PV2-2017, San Diego.

SIA. (1956). “Normen für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten”. Swiss Society of Engineers and Architects, SIA Technische Normen No. 160, Zurich.

Smith, D. A., Zuo, D., and Mehta, K. C. (2014). “Characteristics of wind induced net force and torque on a rectangular sign measured in the field”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn. 133(0), 80-91.

Standards Australia. (2002). “Structural design actions, Part 2: Wind actions”. AS/NZS 1170.2:2002. Standards Australia, Sydney, New South Wales, AU.

Standards Australia. (2011). “Structural design actions—Wind actions”. AS/NZS 1170.2:2011. Standards Australia, Sydney, New South Wales, AU.

Stathopoulos, T., Saathoff, P., and Bedair, R. (2002a). “Wind pressures on parapets of flat roofs”. J. Arch. Eng. 8(2), 49-54.

Stathopoulos, T., Saathoff, P., and Du, X. (2002b). “Wind loads on parapets”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn. 90, 503-514.

Stenabaugh, S. E., Iida, Y., Kopp, G. A., and Karava, P. (2015). “Wind loads on photovoltaic arrays mounted on sloped roofs of low-rise building, parallel to the roof surface”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn. 139(4), 16-26.

Strobel, K., and Banks, D. (2014). “Effects of vortex shedding in arrays of long inclined flat plates and ramifications for ground-mounted photovoltaic arrays”.

J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 133 (Oct): 146–149. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2014.06.013>.

Taylor, Z.J., Browne, M.T.L. (2020). “Hybrid pressure integration and buffeting analysis for multi-row wind loading in an array of single-axis trackers”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 197 (Feb): 104056. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2019.104056>.

Zuo, D., Letchford, C. W., and Wayne, S. (2011). “Wind tunnel study of wind loading on rectangular louvered panels,” Wind Struct. 14(5), 449-463.

Zuo, D., Smith, D. A., and Mehta, K. C. (2014). “Experimental study of wind loading of rectangular sign structures”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn. 130(0): 62-74.

CAPITULO 5

Abdelfatah, N., A. Elawady, P. Irwin, and A. G. Chowdhury. 2020. “Wind pressure distribution on single-story and two story elevated structures”. In Proc., 5th Residential Building Design and Construction Conf., State College, PA.

Akins, R. E., and J. E. Cermak. 1975. Wind pressures on buildings. Technical Rep. No. CER 7677REAJEC15. Fort Collins, CO: Colorado State University.

ANSI/SPRI (Single Ply Roofing Industry). 2013. Wind design standard for ballasted single ply roofing systems. ANSI/SPRI RP-4. Washington, DC: ANSI.

ASCE. 2011. Wind loads for petrochemical and other industrial facilities. Reston, VA: ASCE.

ASCE. 2017. Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. ASCE/SEI 7-16. Reston, VA: ASCE.

Asghari Mooneghi, M., P. Irwin, and A. G. Chowdhury. 2014. “Large-scale testing on wind uplift of roof pavers”. J. Wind Eng. Ind. Aerod. 128 (May): 22–36. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2014.03.001>.

Asghari Mooneghi, M., P. Irwin, and A. G. Chowdhury. 2016. “Towards guidelines for design of loose-laid roof pavers for wind uplift”. Wind Struct. Int. J. 22 (2): 133–160.

Asghari Mooneghi, M., T. Smith, P. Irwin, and A. G. Chowdhury. 2017. “Concrete roof pavers: Wind uplift aerodynamic mechanisms and design guidelines. A proposed addition to ANSI/SPRI RP-4”. In Proc., 32nd Int. Convention and Trade Show. Anaheim, CA.

ASTM International. 2006. Standard specification for rigid poly(vinyl chloride) (PVC) siding. ASTM D3679-06a. West Conshohocken, PA: ASTM.

ASTM. 2007. Standard test method for wind resistance of sealed asphalt shingles (uplift force/uplift resistance method). ASTM D7158-07. West Conshohocken, PA: ASTM.

Banks, D. 2012. “Wind loads on tilted flat panels on commercial roofs: The effects of corner vortices”. In Advances in Hurricane engineering, edited by C. P. Jones and L. G. Griffiths. Reston, VA: ASCE.

Baskaran, A. 1992. Review of design guidelines for pressure equalized rainscreen walls. Internal Rep. No. 629. Ottawa: National Research Council Canada.

Baskaran, A., S. Molleti, S. Ko, and L. Shoemaker. 2012. “Wind uplift performance of composite metal roof

- assemblies". J. Archit. Eng. 18 (1): 2–15. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000042](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000042).
- Blessmann, J. (1987).** “*Ação do vento em coberturas curvas – 1a Parte*”. Caderno Técnico CT-86, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Blessmann, J., Loredou-Souza, A.M. (1988).** “*Ação do vento em coberturas curvas – 2a Parte*”. Caderno Técnico CT-94, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Blessmann, J., Loredou-Souza, A.M. (1989).** “*Ação do vento em coberturas curvas – 3a Parte*”. Caderno Técnico CT-95, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, Brasil.
- Candelario, J. D., T. Stathopoulos, and I. Zisis. 2014.** “*Wind loading on attached canopies: Codification study*”. Struct. Eng. 140 (5): 04014007. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001007](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001007).
- Cheung, J. C. J., and W. H. Melbourne. 1986.** “*Wind loadings on porous cladding*”. In Proc., 9th Australian Conf. on Fluid Mechanics, 308.
- Cope, A., L. Crandell, D. Johnston, V. Kochkin, Z. Liu, L. Stevig, and T. Reinhold. 2012.** “*Wind loads on components of multi-layer wall systems with air-permeable exterior cladding*”. In Advances in Hurricane engineering, edited by C. P. Jones and L. G. Griffiths, 238–257. Reston, VA: ASCE.
- Davenport, A. G., D. Surry, and T. Stathopoulos. 1977.** “*Wind loads on low-rise buildings*”. In Final report on phases I and II. London: University of Western Ontario.
- Davenport, A. G., D. Surry, and T. Stathopoulos. 1978.** “*Wind loads on low-rise buildings*”. In Final report on phase III. London: University of Western Ontario.
- Gavanski, E., B. Kordi, G. A. Kopp, and P. J. Vickery. 2013.** “*Wind loads on roof sheathing of houses*”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 114 (Mar): 106–121. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2012.12.011>.
- Haig, J. R. 1990.** Wind loads on tiles for USA. West Sussex, UK: Redland Technology.
- Ho, T. C. E., D. Surry, D. Morrish, and G. A. Kopp. 2005.** “*The UWO contribution to the NIST aerodynamic database for wind loads on low buildings. Part I. Basic aerodynamic data and archiving*”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 93 (1): 1–30. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2004.07.006>.
- Irwin, P., C. Dragoiescu, M. Cicci, and G. Thompson. 2012.** “*Wind tunnel model studies of aerodynamic lifting of roof pavers*”. In Proc., ATC & SEI Conf. on Advances in Hurricane Engineering. Miami, FL.
- Kala, S., T. Stathopoulos, and K. Kumar. 2008.** “*Wind loads on rainscreen walls: Boundary-layer wind tunnel experiments*”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 96 (6–7): 1058–1073. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2007.06.028>.
- Kim, J. H., M. Moravej, E. J. Sutley, A. Chowdhury, and T. N. Dao. 2020.** “*Observations and analysis of wind pressures on the floor underside of elevated buildings*”. Eng. Struct. 221 (Oct): 111101. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111101>.
- Kopp, G. A. 2013.** “*Wind loads on low profile, tilted, solar arrays placed on large, flat, low-rise building roofs*”. J. Struct. Eng. 140 (2): 04013057. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000821](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000821).
- Kopp, G., and E. Gavanski. 2012.** “*Effects of pressure equalization on the performance of residential wall systems under extreme wind loads*”. J. Struct. Eng. 138 (4): 526–538. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000476](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000476).
- Kopp, G. A., and M. J. Morrison. 2014.** “*Component and cladding pressures and zones for the roofs of low-rise buildings*”. In Boundary layer wind tunnel report. London: University of Western Ontario.
- Macdonald, P. A., J. D. Holmes, and K. C. S. Kwok. 1990.** “*Wind loads on circular storage bins, silos and tanks. II. Effect of grouping*”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 34 (1): 77–95. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(90\)90150-B](https://doi.org/10.1016/0167-6105(90)90150-B).
- Macdonald, P. A., K. C. S. Kwok, and J. D. Holmes. 1988.** “*Wind loads on circular storage bins, silos and tanks: 1. Point pressure measurements on isolated structures*”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 31 (2–3): 165–187. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(88\)90003-7](https://doi.org/10.1016/0167-6105(88)90003-7).
- Main, J. A., and W. P. Fritz. 2006.** Database-assisted design for wind: Concepts, software, and examples for rigid and flexible buildings: Building science series 180. National Institute of Standards and Technology.
- Mehta, K. C., and M. L. Levitan. 1998.** Field experiments for wind pressures. Texas Tech University.
- Naeiji, A., M. Moravej, M. Matus, and I. Zisis. 2020.** Codification study of wind-induced loads on canopies attached to mid-rise buildings.
- Natalini, B., Natalini, M.B. (2017).** “*Wind loads on buildings with vaulted roofs and side walls—A review*”. J. Wind Eng. Indust. Aerodyn., 161, 9–16.
- Peterka, J. A., and J. E. Cermak. 1975.** “*Wind pressures on buildings: Probability densities*”. J. Struct. Div. 101 (6): 1255–1267. <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004076>.
- Peterka, J. A., J. E. Cermak, L. S. Cochran, B. C. Cochran, N. Hosoya, R. G. Derickson, C. Harper, J. Jones, and B. Metz. 1997.** “*Wind uplift model for asphalt shingles*”. J. Arch. Eng. 3 (4): 147–155. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1076-0431\(1997\)3:4\(147\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1076-0431(1997)3:4(147)).
- Saathoff, P. J., and T. Stathopoulos. 1992.** “*Wind loads on buildings with Sawtooth roofs*”. J. Struct. Eng. 118 (2):429–446. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:2\(429\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:2(429)).
- Sabransky, I. J., and W. H. Melbourne. 1987.** “*Design pressure distribution on circular silos with conical roofs*”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 26 (1): 65–84.
- Sakib, F. A., T. Stathopoulos, and A. Bhowmick. (2021).** “*Wind induced loads on canopies attached on the walls of tall buildings*”. Eng. Struct. 2021; 230: 111656. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111656>
- SBCCI (Southern Building Code Congress International). 1994.** Standard building code. Janesville, WI: SBCCI.
- Standards Australia. 2011.** Structural design actions: Wind actions. AS/NZS 1170.2:2011. North Sydney, Australia: Standards Australia.
- Stathopoulos, T., and M. Dumitrescu-Brulotte. 1989.** “*Design recommendations for wind loading on buildings*”.

of intermediate height". Can. J. Civ. Eng. 16 (6): 910–916. <https://doi.org/10.1139/189-134>.

Stathopoulos, T., and A. R. Mohammadian. 1986. "Wind loads on low buildings with mono-sloped roofs". J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 23: 81–97. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(86\)90034-6](https://doi.org/10.1016/0167-6105(86)90034-6).

Stathopoulos, T., and P. Saathoff. 1991. "Wind pressures on roofs of various geometries". J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 38 (2–3): 273–284. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(91\)90047-z](https://doi.org/10.1016/0167-6105(91)90047-z).

Stathopoulos, T., and X. Zhu. 1988. "Wind pressures on buildings with appurtenances". J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 31: 265–281.

Stathopoulos, T., and X. Zhu. 1990. "Wind pressures on buildings with mullions". J. Struct. Eng. 116 (8): 2272–2291. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1990\)116:8\(2272\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:8(2272)).

Stenabaugh, S. E., Y. Iida, G. A. Kopp, and P. Karava. 2015. "Wind loads on photovoltaic arrays mounted on sloped roofs of low-rise building, parallel to the roof surface". J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 139 (4): 16–26. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2015.01.007>.

St. Pierre, L. M., G. A. Kopp, D. Surry, and T. C. E. Ho. 2005. "The UWO contribution to the NIST aerodynamic database for wind loads on low buildings: Part 2. Comparison of data with wind load provisions". J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 93 (1): 31–59. <https://doi.org/10.1016/j.jweia.2004.07.007>

Surry, D., and T. Stathopoulos. 1988. The wind loading of buildings with monosloped roofs. Final Rep. No. BLWT-SS38. London: University of Western Ontario.

Taylor, T. J. 1991. "Wind pressures on a hemispherical dome". J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 40 (2): 199–213. [https://doi.org/10.1016/0167-6105\(92\)90365-H](https://doi.org/10.1016/0167-6105(92)90365-H).

Templin, J. T., and J. E. Cermak. 1978. Wind pressures on buildings: Effect of mullions. Technical Rep. No. CER76-77JTT-JEC24. Fort Collins, CO: Colorado State University.

Vickery, P. J., G. A. Kopp, and L. A. Twisdale Jr. 2011. "Component and cladding wind pressures on hip and gable roofs: Comparisons to the U.S. wind loading provisions". In Proc., 13th Int. Conf. on Wind Engineering, Amsterdam, Netherlands.

Zisis, I., F. Raji, and J. D. Candelario. 2017. "Large-scale wind tunnel tests of canopies attached to low-rise buildings". ASCE J. Archit. Eng. 23 (1): B4016005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)AE.1943-5568.0000235](https://doi.org/10.1061/(ASCE)AE.1943-5568.0000235).

Zisis, I., and T. Stathopoulos. 2010. "Wind-induced pressures on patio covers". Struct. Eng. 136 (9): 1172–1181. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0000210](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000210).

Zisis, I., T. Stathopoulos, and J. D. Candelario. 2011. "Codification of wind loads on a patio cover based on a parametric wind tunnel study". In Proc., 13th Int. Conf. on Wind Engineering, Amsterdam, Netherlands.

CAPITULO 6

NF EN 1991-1-4/NA:2008-03 (2008) French National Annex to EN 1991-1-4:2005 — General actions — Wind actions. Association Française de Normalisation (AFNOR), La Plaine Saint-Denis, France.

AIJ. (2016) Benchmarks for Validation of CFD Simulations Applied to Pedestrian Wind Environment around Buildings. Architectural Institute of Japan (AIJ) Tokyo.

ASCE. (1999). Wind tunnel model studies of buildings and structures, American Society of Civil Engineers (ASCE), New York, Manual of Practice, No. 67.

ASCE. (2012). Wind tunnel testing for buildings and other structures. ASCE/SEI 49-12. Reston, VA: ASCE.

Blocken, B. (2014). "50 years of computational wind engineering: past, present and future". J. Wind Eng. Ind. Aerod., 129, 69-102.

Boggs, D. W., and Peterka, J. A. (1989). "Aerodynamic model tests of tall buildings". J. Engrg. Mech., 115(3), 618-635.

Bruno, L., Coste, N., Mannini, C., Mariotti, A., Patruno, L., Schito, P., Vairo, G. (2023). "Codes and standards on computational wind engineering for structural design: State of art and recent trends". Wind Struct., 37, 133-151.

Casey, M.V., Wintergerste, T. (2000). ERCOFTAC Best Practice Guidelines for Industrial CFD. ERCOFTAC, Brussels, Belgium.

Cermak, J. E. (1977). "Wind-tunnel testing of structures". J. Engrg. Mech. Div., 103(6), 1125-1140.

CNR. (2019). "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". CNR-DT 207 R1/2018, Consiglio Nazionale delle Ricerche, Roma.

COST. (2007). Best practice guideline for the CFD simulation of flows in the urban environment. Franke, J., Hellsten, A., Schlünzen, H., Carissimo, B. (eds.). COST action 732 quality assurance and improvement of microscale meteorological models.

Franke, J., Hirsch, C., Jensen, A., Krüs, H., Schatzmann, M., Westbury, P., Miles, S., Wisse, J., Wright, N. (2004) "Recommendations on the use of CFD in wind engineering". Proceedings of the International Conference on Urban Wind Engineering and Building Aerodynamics.

Ho, T. C. E., Surry, D., Morrish, D., and Kopp, G. A. (2005). "The UWO contribution to the NIST aerodynamic database for wind loads on low buildings: Part I. Archiving format and basic aerodynamic data". J. Wind Eng. Ind. Aerod., 93, 1-30.

Irwin, P., Garber, J., and Ho, E. (2005). "Integration of wind tunnel data with full scale wind climate". Proceedings of the 10th Americas Conference on Wind Engineering, Baton Rouge, Louisiana.

Isyumov, N., Ho, E., and Case, P. (2013). "Influence of wind directionality on wind loads and responses". In Vol. 141 of Proc., 12th Americas Conf. on Wind Engineering.

Isyumov, N., Mikitiuk, M., Case, P., Lythe, G., and Welbum, A. (2003). "Predictions of wind loads and responses from simulated tropical storm passages," Proceedings of the 11th International Conference on Wind Engineering, D. A. Smith and C. W. Letchford, eds.

Lepage, M. F., and Irwin, P. A. (1985). "A technique for combining historical wind data with wind tunnel tests to predict extreme wind loads". Proceedings of the 5th U.S. National Conference on Wind Engineering, M. Mehta, ed.

Main, J. A., and Fritz, W. P. (2006). Database-assisted design for wind: Concepts, software, and examples for rigid and flexible buildings, National Institute of Standards and Technology: NIST Building Science Series 180.

Reinhold, T. A., ed. (1982). “Wind tunnel modeling for civil engineering applications”. In Proceedings of the international Workshop on Wind Tunnel Modeling Criteria and Techniques in Civil Engineering Applications, Cambridge University Press, Gaithersburg, Md.

Rigato, A., Chang, P., and Simiu, E. (2001). “Database-assisted design, standardization, and wind direction effects,” J. Struct. Engrg., 127(8), 855-860.

Simiu, E. 2011. Design of building for wind. Hoboken, NJ: Wiley.

Simiu, E., and Filliben, J.J. (2005). “Wind tunnel testing and the sector-by-sector approach to wind directionality effects”. J. Struct. Engrg., 131(7), 1143-1145.

Simiu, E., and Miyata, T. (2006). Design of buildings and bridges for wind: A practical guide for ASCE standard 7 users and designers of special structures, Wiley, Hoboken, NJ.

Simiu, E., Sadek, F., Whalen, T. A., Jang, S., Lu, L. W., Diniz, S. M. C., Grazini, A., and Riley, M. A. (2003). “Achieving safer and more economical buildings through database-assisted, reliability-based design for wind”. J. Wind Eng. Ind. Aerod., 91, 1587-1611.

St. Pierre, L. M., Kopp, G. A., Surry, D., Ho, T. C. E. (2005). “The UWO contribution to the NIST aerodynamic database for wind loads on low buildings: Part 2. Comparison of data with wind load provisions”. J. Wind Eng. Ind. Aerod., 93, 31-59.

Tamura, T., Nozawa, K. and Kondo, K. (2008), “AIJ guide for numerical prediction of wind loads on buildings”, J. Wind Eng. Ind. Aerod., 96, 1974-1984.

Tamura, Y., Van Phuc, P. (2015). “Development of CFD and applications: Monologue by a non-CFD-expert”. J. Wind Eng. Ind. Aerod., 144, 3-13.

Tominaga, Y., Mochida, A., Yoshie, R. Kataoka, H., Nozu, T., Yoshikawa, M., Shirasawa, T. (2008) “AIJ guidelines for practical applications of CFD to pedestrian wind environment around buildings”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 96, 1749–1761.

Yeo, D. (2020). A summary of industrial verification, validation, and uncertainty quantification procedures in computational fluid dynamics. NIST Internal Rep. No. 8298. Gaithersburg, MD: National Institute of Standards and Technology.

Yeo, D., and Simiu, E. (2011). “High-rise reinforced concrete structures: Database-assisted design for wind,” J. Struct. Eng. 127 (11): 1340–1349.

APÉNDICE B

Ad Hoc Committee on Serviceability Research. (1986). “Structural serviceability: A critical appraisal and research needs”.

ANSI (American National Standards Institute). (1983). “Guide to the evaluation of human exposure to vibration in buildings”. ANSI S3.29-1983. New York: ANSI.

ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures. (1988). “Wind drift design of steel-framed buildings: State-of-the-art report”. J. Struct. Eng. 114 (9): 2085–2108.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:9\(2085\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:9(2085)).

Bachmann, H., and W. Ammann. (1987). Vibrations in structures. 3rd ed. Zurich, Switzerland: International Association for Bridge and Structural Engineering.

Cooney, R. C., and A. B. King. (1988). Serviceability criteria for buildings. BRANZ Rep. No. SR14. Porirua, NZ: Building Research Association of New Zealand.

Ellingwood, B. (1989). “Serviceability guidelines for steel structures”. Eng. J. 26 (1): 1–8.
<http://worldcat.org/issn/00138029>.

Freeman, S. A. (1977). “Racking tests of high-rise building partitions”. J. Struct. Div. 103 (8): 1673–1685.
<https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004702>.

Griffis, L. G. (1993). “Serviceability limit states under wind load”. Eng. J. 30 (1): 1–16.

Murray, T. (1991). “Building floor vibrations”. Eng. J. 28 (3): 102–109.

NBCC (National Building Code of Canada). (1990). Commentary A: Serviceability criteria for deflections and vibrations. Ottawa: National Research Council.

West, M., and J. Fisher. (2003). Serviceability design considerations for steel buildings: Steel design guide no. 3. 2nd ed. Chicago: American Institute of Steel Construction.

APÉNDICE C

Alrawashdeh, H., and Stathopoulos, T. (2015). “Wind pressures on large roofs of low buildings and wind codes and standards”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 147 (Dec): 212–225.

Davenport, A.G., Surry, D., and Stathopoulos, T. (1978). Wind loads on low-rise buildings, Final Report on Phase III, BLWT-SS4, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.

Elsharawy, M., Galal, K. and Stathopoulos, T. (2015). “Torsional and shear wind loads on flat-roofed buildings”. Eng. Struct. 84 (2): 313–324.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.11.028>.

Elsharawy, M., Stathopoulos, T. and Galal, K. (2012). “Wind-induced torsional loads on low buildings”. J. Wind Eng. Ind. Aerodyn. 104–106: 40–48.
<https://doi.org/10.1016/j.jweia.2012.03.011>.

Ho, E. (1992). “Variability of low building wind loads”. Doctoral Dissertation, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada.

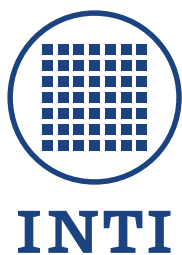
Isyumov, N. (1983). “Wind induced torque on square and rectangular building shapes”. J. Wind Eng. Ind. Aerod., 13, 183-186.

Isyumov, N., and Case, P. (1995). Evaluation of structural wind loads for low-rise buildings contained in ASCE standard 7-1995, University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, BLWT-SSI7-1995.

Isyumov, N., and Case, P.C. (2000). “Wind-induced torsional loads and responses of buildings”. In Advanced technology in structural engineering, P. E. Mohamad Elgaaly, ed., American Society of Civil Engineers, Reston, Va.

Kavanagh, K.T., Surry, D., Stathopoulos, T., and Davenport, A.G. (1983). “*Wind loads on low-rise buildings*”. University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, Phase IV, BLWT-SSI4.

Stathopoulos, T., Elsharawy, M. and Galal, K. (2013). “*Wind load combinations including torsion for rectangular medium-rise building*”. Int. J. High-Rise Build. 2 (3): 1–11.



Instituto
Nacional
de Tecnología
Industrial

CIRSOC

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

Ministerio de Economía
Secretaría de Obras Públicas
Subsecretaría de Obras y Servicios

www.inti.gob.ar

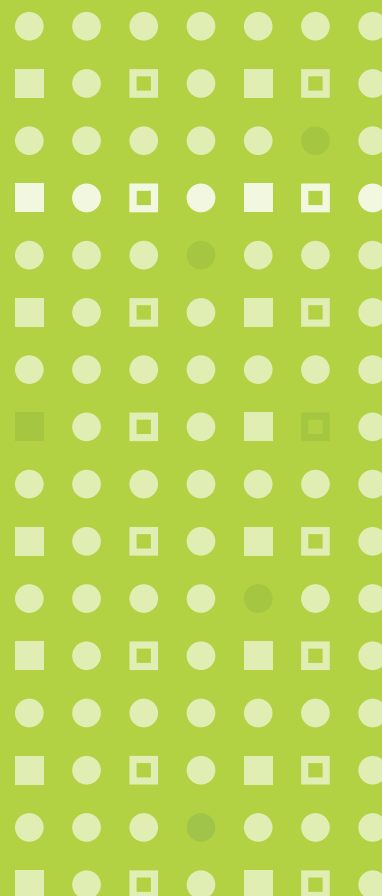
 INTIArg

 @INTIargentina

 INTI

 @intiargentina

 canalinti





República Argentina - Poder Ejecutivo Nacional
AÑO DE LA RECONSTRUCCIÓN DE LA NACIÓN ARGENTINA

Hoja Adicional de Firmas
Informe gráfico

Número:

Referencia: Reglamento CIRSOC 102-Julio 2025 - EX-2025-132834432- -APN-DGDA#MEC

El documento fue importado por el sistema GEDO con un total de 292 pagina/s.