

ESTIMACIÓN DE DAÑOS PRODUCIDOS POR VIENTO EN EDIFICACIONES INDUSTRIALES

Por

Antonio Javier García Palencia

Tesis sometida en cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de

MAESTRO EN CIENCIAS
en
INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO
RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGÜEZ
2008

Aprobada por:

Ricardo R. López, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Ali Saffar, Ph.D.
Miembro, Comité Graduado

Fecha

Luis A. Godoy, Ph.D.
Presidente, Comité Graduado

Fecha

Oscar Perales Pérez, Ph.D.
Representante de Estudios Graduados

Fecha

Ismael Pagán Trinidad, M.Sc.
Director de Departamento

Fecha

RESUMEN

Por su localización geográfica, Puerto Rico se encuentra bajo la amenaza constante de desastres naturales, especialmente por el paso de huracanes y tormentas tropicales. De acuerdo con información histórica, las edificaciones industriales metálicas han resultado bastante afectadas durante estos eventos y con pérdidas económicas considerables debido al cierre de los establecimientos.

Actualmente la industria aseguradora de Puerto Rico no cuenta con herramientas para la evaluación de pérdidas probables en su inventario de edificaciones industriales. En esta investigación se propuso una metodología de estimación de daño simplificada, basada en curvas de fragilidad, teniendo en cuenta las condiciones de exposición y las prácticas constructivas y de diseño locales. Se consideraron cuatro componentes vulnerables en este tipo de edificaciones, de acuerdo con información post desastre: Sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica, aberturas en fachadas y el sistema de conexión columna-fundación.

Mediante la realización de pruebas de laboratorio a escala real y basándose en un protocolo de cargas recientemente desarrollado (SIDGERS-5), se evaluó el comportamiento debido a fatiga de las conexiones atornilladas usadas en sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica. Se evaluaron varios prototipos, teniendo en cuenta las características constructivas identificadas en la región y sistemas con una alternativa de mejoramiento. Las capacidades de los sistemas de aberturas y de la conexión columna-fundación se obtuvieron mediante una formulación analítica.

Se desarrollaron curvas de fragilidad por componente vulnerable mediante simulación aleatoria de las variables que controlan el comportamiento de los sistemas bajo estudio y considerando diferentes escenarios de viento. Las fragilidades totales de

sistemas convencionales, no convencionales y mejorados, se calcularon por medio de un algoritmo que combina los daños de cada componente vulnerable.

Teniendo en cuenta las fragilidades obtenidas, se realizó un análisis de sensibilidad en el cual se evaluaron los desempeños de diferentes tipos de edificaciones industriales. Finalmente se presentan las respectivas recomendaciones de diseño, que están orientadas a reducir daños en eventos futuros.

ABSTRACT

Due to its geographic location, Puerto Rico is constantly threatened by natural hazards, especially those related to hurricanes and tropical storms. According to historical information, the industrial metal buildings have been significantly affected during high winds. As a result, great economic losses occurred due to damage to the constructions and closing of the industrial facilities.

Currently the Insurance Industry of Puerto Rico does not have tools to assess probable losses on its industrial buildings inventory. A simplified methodology, based on fragility curves, is proposed in this research, taking into account exposure conditions and both design and construction practices in the region. According to post disaster information, four critical components were considered in this type of buildings: Metal roof system, metal wall system, openings, and column-foundation connection system.

Full scale testing was carried out to evaluate the fatigue performance of screwed connections in metal panels, based on a recently proposed dynamic load protocol (SIDGERS-5). Several prototypes were tested, varying between typical configurations found in the field and a retrofitted configuration. Analytical models were used to obtain the capacities of the openings and the column-foundation connection systems.

The component fragility curves were developed by random sampling of the system variables in a simulation engine. Several wind scenarios were considered. The total fragilities for conventional systems, non-conventional systems and retrofitted systems were calculated by using an algorithm that combines the damage of each one of the critical components.

Taking into account the total fragilities, a sensitivity analysis was performed to evaluate the performance of several configurations of metal buildings. Finally, design recommendations are presented in order to reduce damages in future events.

Este trabajo esta dedicado a mis padres,
Antonio García Parra y Felicia Palencia Villadiego,
por darme su amor, apoyo incondicional
y las alas para volar cada vez más alto.
Las enseñanzas que recibí de ustedes
son más valiosas que cualquier título académico

A mis hermanos Oscar y Carlitos,
por ser mis compañeros inseparables desde la infancia
y en todos los momentos de lucha

A mi abuelita, Sixta Cárdenas,
por todo el cariño que me ha brindado
y por encomendarme siempre a Dios
en sus oraciones

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar quiero agradecerle a Dios por permitirme culminar mis estudios graduados sin ningún contratiempo, la oportunidad de vivir esta gran experiencia e interactuar con personas de diferentes países y culturas.

También quisiera expresar mis agradecimientos a las siguientes personas e instituciones, ya que sin su participación hubiera sido imposible finalizar este proyecto:

- A la Oficina del Comisionado de Seguros de Puerto Rico y al *Mid America Earthquake Center* por proveer los fondos necesarios para la realización de esta investigación.
- A los Doctores Ali Saffar y Luis Godoy por todo el apoyo brindado, la paciencia que tuvieron conmigo y los consejos recibidos durante todo este tiempo.
- Al Dr. Ricardo López y al Ing. Augusto Poitevín, estudiante doctoral, por sus valiosos aportes a este trabajo. Igualmente al Ing. Héctor López, por su colaboración al inicio de la investigación.
- Al Dr. Rolando García y al Sr. Elvis Ramos, técnico del laboratorio de estructuras por su amabilidad y toda la colaboración recibida durante la fase experimental del proyecto.
- Al todo el personal administrativo del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, en especial a Myriam, Ruth, Daisy, Jessica, Justo, Iván y Miguelón.
- A todos mis amigos, por los consejos recibidos y con quienes tuve la oportunidad de compartir momentos muy agradables, en especial a Eimar, Mauricio, Juan Carlos, Jairo, Erika, Ruth, Irene, Julissa y John.

- A mi mejor amiga, Victoria, por brindarme su amistad y apoyo durante los últimos siete años, justo en los momentos que más los necesitaba.
- A la Dra. Gabriela Moncaleano y sus hermanas, las Doctoras Libia y Cecilia Moncaleano por los consejos y la ayuda recibidos.
- A mis padres, Antonio García y Felicia Palencia y a mis hermanos Oscar y Carlitos, por todo su amor y apoyo incondicional a pesar de la distancia. También deseo extender mi gratitud al resto de mi familia, en especial a mis tías Myriam y Leonor, mi tío Rafael, y mis primos María Elena y Oswaldo.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN.....	II
ABSTRACT.....	IV
AGRADECIMIENTOS.....	VII
LISTA DE TABLAS.....	XII
LISTA DE FIGURAS.....	XIV
CAPITULO 1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 MOTIVACIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	3
1.3 ORGANIZACIÓN.....	5
CAPITULO 2 REVISIÓN DE LITERATURA.....	7
2.1 INTRODUCCIÓN.....	7
2.2 METODOLOGÍAS DE ESTIMACIÓN DE DAÑO.....	7
2.2.1 Metodologías Cualitativas.....	8
2.2.2 Metodologías Cuantitativas.....	8
2.3 METODOLOGÍA PROPUESTA POR LA NORMA ASCE.....	17
CAPITULO 3 CARACTERIZACIÓN DE EDIFICACIONES INDUSTRIALES EN PUERTO RICO.....	26
3.1 INTRODUCCIÓN.....	26
3.2 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS TÍPICOS Y SUS COMPONENTES.....	27
3.2.1 Sistema estructural.....	28
3.2.2 Sistema de cubierta y fachada en lámina metálica.....	29
3.2.3 Aberturas en fachadas.....	33
3.2.4 Sistema de conexión columna-fundación.....	35
CAPITULO 4 METODOLOGÍA PARA EL DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD.....	38
4.1 INTRODUCCIÓN.....	38
4.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA PROPUESTA PARA LA ESTIMACIÓN DE DAÑO.....	38
CAPITULO 5 PRUEBAS EXPERIMENTALES DE FATIGA SOBRE LÁMINAS METÁLICAS CON CONEXIONES ATORNILLADAS.....	49

5.1	INTRODUCCIÓN.....	49
5.2	INVESTIGACIONES PREVIAS.....	50
5.3	SELECCIÓN Y DISEÑO DE ESPECIMENES DE PRUEBA.....	57
5.4	DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE PRUEBA.....	60
5.5	RESULTADOS EXPERIMENTALES.....	64
5.5.1	Definición de falla.....	64
5.5.2	Resultados para sistemas convencionales con conexiones en los valles (S1)	65
5.5.3	Resultados para sistemas convencionales con conexiones en las crestas (S2).....	69
5.5.4	Resultados para sistemas mejorados con conexiones en los valles (S3).....	72
5.6	DISCUSIÓN DE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CONCLUSIONES	75
	CAPITULO 6 FRAGILIDAD POR COMPONENTES VULNERABLES.....	80
6.1	INTRODUCCIÓN.....	80
6.2	SISTEMA DE CUBIERTA Y FACHADA EN LÁMINA METÁLICA.....	80
6.2.1	Capacidad de los paneles metálicos.....	81
6.2.2	Simulación del daño.....	82
6.2.3	Curvas de fragilidad del sistema de cubierta.....	83
6.2.4	Curvas de fragilidad del sistema de fachada.....	94
6.3	ABERTURAS EN FACHADAS.....	100
6.3.1	Daños debido a presión uniforme.....	101
6.3.2	Daños debido a impacto de misiles.....	102
6.3.3	Curvas de fragilidad de aberturas.....	105
6.4	SISTEMA DE CONEXIÓN COLUMNA-FUNDACIÓN.....	107
6.4.1	Capacidad de las conexiones.....	108
6.4.2	Determinación de demandas usando análisis estructural.....	117
6.4.3	Curvas de fragilidad del sistema de conexión columna-fundación.....	122
	CAPITULO 7 FRAGILIDAD DE EDIFICACIONES INDUSTRIALES.....	124
7.1	INTRODUCCIÓN.....	124
7.2	ALGORITMO DE COMBINACIÓN.....	124
7.3	FRAGILIDAD DE SISTEMAS CONVENCIONALES.....	125
7.4	FRAGILIDAD DE SISTEMAS NO CONVENCIONALES.....	135

7.5	FRAGILIDAD DE SISTEMAS MEJORADOS	144
7.6	ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD.....	153
7.6.1	Efectos de la conexión en los paneles metálicos	154
7.6.2	Efectos del calibre de las láminas de cubierta	156
7.6.3	Efecto del tipo de conexión, calibre de lámina y la protección de aberturas	158
7.6.4	Desempeño en función de la velocidad de viento y efecto combinado de las medidas de mejoramiento	159
	CAPITULO 8 CONCLUSIONES	163
8.1	RESUMEN.....	163
8.2	DISCUSIÓN DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES	164
8.3	ASPECTOS ORIGINALES DE ESTA TESIS.....	165
8.4	RECOMENDACIONES PARA TRABAJO FUTURO	166
	REFERENCIAS.....	168
	APÉNDICE A CURVAS DE FRAGILIDAD TENIENDO EN CUENTA LOS LÍMITES DE DAÑO DADOS POR HAZUS.....	172
A.1	MATRIZ DE DAÑO PROPUESTA POR HAZUS	173
A.2	CURVAS DE FRAGILIDAD POR COMPONENTES.....	173
A.2.1	Curvas de fragilidad del sistema de cubierta.....	173
A.2.2	Curvas de fragilidad del sistema de fachada.....	182
A.2.3	Curvas de fragilidad de aberturas	187
A.2.4	Curvas de fragilidad de la conexión columna-fundación	188
A.3	CURVAS DE FRAGILIDAD DE SISTEMAS	189
A.3.1	Curvas de fragilidad de sistemas convencionales.....	189
A.3.2	Curvas de fragilidad de sistemas no convencionales.....	195
A.3.3	Curvas de fragilidad de sistemas mejorados.....	201
	APÉNDICE B PROPIEDADES MECÁNICAS Y GEOMÉTRICAS DE LOS PANELES METÁLICOS USADOS EN LA FASE EXPERIMENTAL	207

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1 Factores z_g y α para diferentes tipos de exposición	19
Tabla 2-2 Coeficientes de presión externa para MWFRS (ASCE, 2005).....	22
Tabla 2-3 Valores del producto GC_{pi} de acuerdo con la Figura 6-5 del ASCE 7-05	25
Tabla 3-1 Geometrías de las láminas metálicas usadas en la construcción de cubiertas y fachadas (Matcor, 2007).....	31
Tabla 3-2 Equivalencia entre calibre y espesor de lámina.....	31
Tabla 3-3 Características geométricas de los tornillos auto perforantes.	33
Tabla 3-4 Características geométricas y de diseño de algunos sistemas de conexión columna-fundación identificados en los planos (López, 2005).....	37
Tabla 4-1 Características geométricas de las edificaciones industriales bajo estudio (López, 2005).....	40
Tabla 4-2 Matriz de daño para edificaciones industriales.	44
Tabla 4-3 Desarrollo de curvas de fragilidad	45
Tabla 4-4 Números acumulativos de los estados de daño considerados a diferentes velocidades de viento	45
Tabla 5-1 Valores de los parámetros A , B , C y R^2 correspondientes a las regresiones cuadráticas propuestas entre la resistencia de las conexiones y el espesor de lámina de los prototipos evaluados.....	76
Tabla 5-2 Ajuste de valores de resistencia y extrapolación de datos faltantes.....	77
Tabla 5-3 Resumen de resultados	78
Tabla 6-1 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas de cubierta en lámina metálica	93
Tabla 6-2 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas de fachada en lámina metálica	100
Tabla 6-3 Capacidades a tensión y fuerza cortante de las conexiones estudiadas para las resistencias del concreto a compresión indicadas y para columnas ubicadas directamente sobre la zapata o una losa de fundación (López, 2005).....	110
Tabla 6-4 Características geométricas y propiedades de los materiales usados en el cálculo de las capacidades resistentes de anclajes sobre pedestales de concreto.....	111
Tabla 6-5 Características geométricas y propiedades mecánicas de los anclajes estudiados	112
Tabla 6-6 Longitudes de desarrollo mínimas ld en barras de anclaje con tuercas (Tomado de Shipp y Haninger, 1983).....	113
Tabla 6-7 Capacidades a tensión y fuerza cortante de las conexiones estudiadas en columnas ubicadas sobre un pedestal de concreto reforzado; (a) El menor valor entre V_b y V_n , donde $V_n = V_s + V_c$; (b) Calculado por medio del Apéndice D de la norma ACI 318-05	115
Tabla 7-1 Clasificación de los sistemas convencionales (C) de acuerdo con el calibre de lámina en cubierta y fachadas.....	127
Tabla 7-2 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas convencionales	135

Tabla 7-3 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas convencionales con protección en las aberturas	135
Tabla 7-4 Clasificación de los sistemas no convencionales (NC) de acuerdo con el calibre de lámina en cubierta y fachadas	136
Tabla 7-5 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas no convencionales	144
Tabla 7-6 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas no convencionales con protección en las aberturas	144
Tabla 7-7 Clasificación de los sistemas mejorados (M) de acuerdo con el calibre de lámina en cubierta y fachadas	145
Tabla 7-8 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas mejorados	153
Tabla 7-9 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas mejorados con protección en las aberturas	153
Tabla 7-10 Parámetros estadísticos del estado de daño total, usados en el análisis de sensibilidad de la Figura 7-38	155
Tabla 7-11 Parámetros estadísticos del estado de daño total, usados en el análisis de sensibilidad de la Figura 7-39	155
Tabla 7-12 Parámetros estadísticos del estado de daño total, usados en el análisis de sensibilidad del espesor de lámina de cubierta	157
Tabla 7-13 Parámetros estadísticos de los estados de daño mostrados en la Figura 7-43	159
Tabla A. 1 Matriz de daño modificada para edificaciones metálicas prediseñadas (FEMA, 2003)	174
Tabla B. 1 Propiedades de los paneles metálicos Tipo B Wide Rib (WR) (Matcor, 2007)	208
Tabla B. 2 Propiedades de los paneles metálicos Tipo E (Matcor, 2007)	208

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1 Curva de vulnerabilidad a huracanes para viviendas en Australia propuesta por Leicester (1981).....	11
Figura 2-2 Efecto del viento sobre edificaciones ubicadas en (a) colinas y (b) laderas (ASCE, 2005).....	21
Figura 2-3 Zonas de la edificación para el cálculo de los coeficientes de presión externa en MWFRS con viento en la dirección transversal (a) y longitudinal (b) (ASCE, 2005).....	22
Figura 2-4 Zonas de la edificación para el cálculo de los coeficientes de presión externa en C&C en las zonas de (a) cubierta y (b) fachadas (ASCE, 2005).....	23
Figura 3-1 Pórtico de una luz con elementos de sección variable	28
Figura 3-2 Ubicación de elementos secundarios de apoyo y arriostramientos en las zonas laterales y de fachada	29
Figura 3-3 Sistema de cubierta y fachada en lámina metálica.....	30
Figura 3-4 Secciones usadas como elementos secundarios de apoyo; sección C (izquierda), sección Z (derecha).....	32
Figura 3-5 Conexiones de las láminas metálicas en valles (izquierda) y en crestas (derecha) (López, 2005).	32
Figura 3-6 Zonas de la cubierta de acuerdo con la Norma ASCE 7-05(ASCE, 2005)....	33
Figura 3-7 Puerta enrollable típica.	35
Figura 3-8 Sistema de conexión columna-fundación y sus componentes	36
Figura 3-9 Dimensiones características de los sistemas de columna-fundación mostradas en la Tabla 3-4	37
Figura 4-1 Ejemplo de ajuste de datos mediante el uso de una distribución Log-normal	47
Figura 4-2 Interpretación de curvas de fragilidad.....	48
Figura 5-1 Protocolo dinámico propuesto por SIDGERS (Modificado de Baskaran <i>et al.</i> , 1999).....	56
Figura 5-2 Esquema de un prototipo de prueba	58
Figura 5-3 Especimen de prueba con conexiones en valles sucesivos.....	59
Figura 5-4 Especimen de prueba con conexiones en las crestas de la lámina	59
Figura 5-5 Detalles de la arandela (izquierda) y la conexión mejorada (derecha).....	60
Figura 5-6 Sistema de anclaje columna-piso	61
Figura 5-7 Vista lateral (a) y frontal (b) de un espécimen de prueba	62
Figura 5-8 Vista frontal (a) y lateral (b) del aparato de prueba	63
Figura 5-9 Ejemplos de modos de falla: (a) Conexión en valles; (b) Conexión en las crestas y (c) Conexión en valles mejorada.....	65
Figura 5-10 (a) Especimen de prueba con conexión en los valles de la lámina y (b) Detalle de una conexión.	66
Figura 5-11 (a) Especimen de prueba con conexión en las crestas de la lámina y (b) Detalle de una conexión.	70
Figura 5-12 (a) Especimen de prueba con conexión en las crestas de la lámina y	73
Figura 5-13 Resistencia de la conexión en función del espesor de la lámina.....	76
Figura 5-14 Ajuste estadístico de los valores de resistencia para los prototipos ensayados: (a) S1; (b) S2 y (c) S3	79

Figura 6-1 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18	84
Figura 6-2 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20	85
Figura 6-3 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22	85
Figura 6-4 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24	86
Figura 6-5 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26	86
Figura 6-6 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 18	87
Figura 6-7 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 20	88
Figura 6-8 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 22	88
Figura 6-9 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 24	89
Figura 6-10 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 26	89
Figura 6-11 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 18	90
Figura 6-12 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 20	91
Figura 6-13 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 22	91
Figura 6-14 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 24	92
Figura 6-15 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 26	92
Figura 6-16 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18	95
Figura 6-17 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20	95
Figura 6-18 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22	96
Figura 6-19 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24	96
Figura 6-20 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26	97
Figura 6-21 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 18	97
Figura 6-22 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 20	98
Figura 6-23 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 22	98
Figura 6-24 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 24	99

Figura 6-25 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 26	99
Figura 6-26 Valores del parámetro A usado en el modelo de impacto de misiles.....	103
Figura 6-27 Valores del parámetro B usado en el modelo de impacto de misiles.....	104
Figura 6-28 Valores del parámetro D usado en el modelo de impacto de misiles	105
Figura 6-29 Curvas de fragilidad del sistema de aberturas.....	106
Figura 6-30 Curvas de fragilidad de sistemas de aberturas teniendo en cuenta el efecto de 1) ventanas protegidas con tormenteras y 2) puertas enrollables de alto desempeño	107
Figura 6-31 Columnas del sistema principal de resistencia apoyadas sobre (a) pedestales de concreto reforzado y (b) directamente sobre la zapata o losa de fundación	108
Figura 6-32 Cono de falla completo en el concreto en un anclaje aislado (Newman, 2004).....	109
Figura 6-33 Cono de falla parcial en un pedestal de concreto por efecto de la cercanía entre anclajes	110
Figura 6-34 Representación gráfica de la ecuación de interacción entre fuerzas cortantes y de tensión (Adaptado de la Figura RD.7 de la Norma ACI 318-05)	116
Figura 6-35 Estructura típica modelada en ETABS.	118
Figura 6-36 Direcciones de viento analizadas.	119
Figura 6-37 Variación lineal de las reacciones en la conexión columna-fundación en función de la presión en la fachada de barlovento.	121
Figura 6-38 Curva de fragilidad del sistema de conexión columna-fundación.....	123
Figura 7-1 Diagrama de flujo de obtención de la fragilidad del sistema	126
Figura 7-2 Familia de curvas de fragilidad del sistema C4	129
Figura 7-3 Familia de curvas de fragilidad del sistema C4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	129
Figura 7-4 Familia de curvas de fragilidad del sistema C1	130
Figura 7-5 Familia de curvas de fragilidad del sistema C1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	130
Figura 7-6 Familia de curvas de fragilidad del sistema C2	131
Figura 7-7 Familia de curvas de fragilidad del sistema C2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	131
Figura 7-8 Familia de curvas de fragilidad del sistema C3	132
Figura 7-9 Familia de curvas de fragilidad del sistema C3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	132
Figura 7-10 Familia de curvas de fragilidad del sistema C5	133
Figura 7-11 Familia de curvas de fragilidad del sistema C5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	133
Figura 7-12 Familia de curvas de fragilidad del sistema C6	134
Figura 7-13 Familia de curvas de fragilidad del sistema C6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	134

Figura 7-14 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC4.....	138
Figura 7-15 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	138
Figura 7-16 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC1.....	139
Figura 7-17 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	139
Figura 7-18 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC2.....	140
Figura 7-19 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	140
Figura 7-20 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC3.....	141
Figura 7-21 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	141
Figura 7-22 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC5.....	142
Figura 7-23 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	142
Figura 7-24 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC6.....	143
Figura 7-25 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	143
Figura 7-26 Familia de curvas de fragilidad del sistema M4.....	147
Figura 7-27 Familia de curvas de fragilidad del sistema M4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	147
Figura 7-28 Familia de curvas de fragilidad del sistema M1.....	148
Figura 7-29 Familia de curvas de fragilidad del sistema M1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	148
Figura 7-30 Familia de curvas de fragilidad del sistema M2.....	149
Figura 7-31 Familia de curvas de fragilidad del sistema M2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	149
Figura 7-32 Familia de curvas de fragilidad del sistema M3.....	150
Figura 7-33 Familia de curvas de fragilidad del sistema M3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	150
Figura 7-34 Familia de curvas de fragilidad del sistema M5.....	151
Figura 7-35 Familia de curvas de fragilidad del sistema M5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	151
Figura 7-36 Familia de curvas de fragilidad del sistema M6.....	152
Figura 7-37 Familia de curvas de fragilidad del sistema M6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	152

Figura 7-38 Sensibilidad del tipo de conexión en los paneles metálicos, de sistemas C4, NC4 y M4; estado de daño total	154
Figura 7-39 Sensibilidad del tipo de conexión en los paneles metálicos, de sistemas C3, NC3 y M3; estado de daño total	155
Figura 7-40 Porcentaje máximo de mejora de sistemas NC3 y M3 respecto a sistemas convencionales C3	156
Figura 7-41 Sensibilidad del espesor de lámina de la cubierta en sistemas convencionales y bajo estado de daño total.....	157
Figura 7-42 Porcentaje máximo de mejora de sistemas C para diferentes espesores de lámina de cubierta, respecto al sistema C6.....	157
Figura 7-43 Comparación de casos extremos, en los estados de daño menor y total .	158
Figura 7-44 Porcentaje máximo de mejora de sistemas M1(AP), respecto a sistemas C6, para los estados de daño menor y total.....	159
Figura 7-45 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño menor	161
Figura 7-46 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño moderado	161
Figura 7-47 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño severo	162
Figura 7-48 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño total	162
Figura A. 1 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18.....	173
Figura A. 2 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20.....	175
Figura A. 3 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22.....	175
Figura A. 4 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24.....	176
Figura A. 5 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26.....	176
Figura A. 6 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 18	177
Figura A. 7 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 20	177
Figura A. 8 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 22	178
Figura A. 9 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 24	178
Figura A. 10 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 26	179
Figura A. 11 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 18.....	179
Figura A. 12 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 20.....	180
Figura A. 13 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 22.....	180
Figura A. 14 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 24.....	181

Figura A. 15	Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 26.....	181
Figura A. 16	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18.....	182
Figura A. 17	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20.....	182
Figura A. 18	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22.....	183
Figura A. 19	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24.....	183
Figura A. 20	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26.....	184
Figura A. 21	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 18.....	184
Figura A. 22	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 20.....	185
Figura A. 23	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 22.....	185
Figura A. 24	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 24.....	186
Figura A. 25	Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 26.....	186
Figura A. 26	Curvas de fragilidad del sistema de aberturas.....	187
Figura A. 27	Curvas de fragilidad de sistemas de aberturas teniendo en cuenta el efecto de 1) ventanas protegidas con tormenteras y 2) puertas enrollables de alto desempeño.....	187
Figura A. 28	Curva de fragilidad del sistema de conexión columna-fundación.....	188
Figura A. 29	Familia de curvas de fragilidad de sistemas C1.....	189
Figura A. 30	Familia de curvas de fragilidad del sistema C1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	189
Figura A. 31	Familia de curvas de fragilidad de sistemas C2.....	190
Figura A. 32	Familia de curvas de fragilidad del sistema C2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	190
Figura A. 33	Familia de curvas de fragilidad de sistemas C3.....	191
Figura A. 34	Familia de curvas de fragilidad del sistema C3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	191
Figura A. 35	Familia de curvas de fragilidad de sistemas C4.....	192
Figura A. 36	Familia de curvas de fragilidad del sistema C4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	192
Figura A. 37	Familia de curvas de fragilidad de sistemas C5.....	193
Figura A. 38	Familia de curvas de fragilidad del sistema C5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño.....	193
Figura A. 39	Familia de curvas de fragilidad de sistemas C6.....	194

Figura A. 40 Familia de curvas de fragilidad del sistema C6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	194
Figura A. 41 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC1	195
Figura A. 42 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	195
Figura A. 43 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC2	196
Figura A. 44 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	196
Figura A. 45 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC3	197
Figura A. 46 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	197
Figura A. 47 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC4	198
Figura A. 48 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	198
Figura A. 49 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC5	199
Figura A. 50 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	199
Figura A. 51 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC6	200
Figura A. 52 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	200
Figura A. 53 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M1	201
Figura A. 54 Familia de curvas de fragilidad del sistema M1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	201
Figura A. 55 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M2	202
Figura A. 56 Familia de curvas de fragilidad del sistema M2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	202
Figura A. 57 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M3	203
Figura A. 58 Familia de curvas de fragilidad del sistema M3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	203
Figura A. 59 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M4	204
Figura A. 60 Familia de curvas de fragilidad del sistema M4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	204
Figura A. 61 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M5	205
Figura A. 62 Familia de curvas de fragilidad del sistema M5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño	205
Figura A. 63 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M6	206

Figura A. 64 Familia de curvas de fragilidad del sistema M6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño206

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Motivación

Cada año, varios huracanes atraviesan vastas zonas en los océanos Atlántico, Pacífico e Indico. En su época, el Huracán *Andrew* en 1992 fue catalogado como uno de los desastres naturales más costosos en la historia de los Estados Unidos, con pérdidas totales estimadas en más de 57 billones de dólares (Pielke *et al.*, 2008). El huracán *Georges* en 1998 causó pérdidas por daños en propiedades aseguradas de aproximadamente 3.5 billones de dólares en los Estados Unidos y el Caribe (Khanduri y Morrow, 2002). Puerto Rico, por su localización geográfica en el Caribe, es un escenario propenso a ser afectado periódicamente por la acción de este tipo de desastres. Según datos recopilados por el Centro Nacional de Huracanes (2007) desde el año 1850 hasta la fecha, un total de 15 huracanes han azotado Puerto Rico. En los últimos 20 años tres huracanes de gran envergadura han afectado Puerto Rico: Hugo en 1989, Hortence en 1996 y Georges en 1998, además de la tormenta tropical Jeanne en 2004.

La industria de seguros está directamente vinculada a los daños causados por huracanes y juega un papel fundamental para evitar que los daños producidos por huracanes se transformen en pérdidas permanentes para el sector productivo y en el cierre de las industrias afectadas. Aunque no existe certeza acerca de la ocurrencia de huracanes en el futuro, sí se cuenta con herramientas que permiten llevar a cabo evaluaciones de riesgos y estimaciones de pérdidas probables; tales herramientas son importantes para mitigar pérdidas y daños a largo plazo. Sin embargo, actualmente la

industria aseguradora de Puerto Rico no cuenta con una metodología racional basada en conceptos de ingeniería, que le permita evaluar la vulnerabilidad de las estructuras aseguradas y las posibles pérdidas ante la ocurrencia de huracanes, teniendo en cuenta las condiciones locales de exposición, velocidades de viento, prácticas constructivas y de diseño. En la actualidad, las herramientas para hacer una estimación de los posibles daños que se puedan generar debido a este tipo de eventos en Puerto Rico son muy limitadas y generalmente se orientan a tipos de construcciones que son más comunes en los Estados Unidos, de manera que los costos de las primas de seguros suelen estar fijados por motivos comerciales (como recuperar pérdidas ocurridas con motivo del último desastre natural) en lugar de establecerse con base en la probabilidad de ocurrencia de determinados eventos o escenarios. Por esta razón, surge la necesidad de investigar los riesgos de daños en construcciones de cierta importancia, teniendo en cuenta los métodos de diseño y de construcción local, la topografía local y las probabilidades de ocurrencia de eventos de determinada magnitud en Puerto Rico.

La experiencia acumulada por las compañías de seguro en Puerto Rico hace que solamente tengan interés en contar con mejores evaluaciones de riesgo para algunos tipos de construcciones. En general, las aseguradoras no manifiestan preocupación por construcciones de viviendas individuales (casas de urbanización) sino que han mostrado preocupación por construcciones especiales, tales como edificios multipisos y condominios en zonas costeras. Esta tesis se concentra en la estimación de riesgos en edificaciones industriales, empleadas tanto para almacenar productos como para ser sede de procesos industriales. Se decidió escoger este tipo de estructuras porque dadas las características constructivas (sistemas livianos) y de ubicación (generalmente en grandes áreas expuestas a viento) han resultado bastante afectadas durante los últimos eventos que han golpeado la región.

El impacto positivo de contar con evaluaciones de riesgo es mayor si se desarrollan herramientas y metodologías que puedan ser empleadas por personal que trabaja en la industria aseguradora, sin formación en ingeniería, y que les permitan llevar a cabo estimaciones de daños de forma rápida. Un análisis basado en curvas de fragilidad, como el propuesto en este trabajo, es menos complejo, más económico en su desarrollo y más fácil de comprender para aquellas personas involucradas en este campo, que un análisis de riesgo completo, el cual implica realizar una evaluación detallada de todos los aspectos que se ven afectados durante la ocurrencia de un desastre natural (población, medio ambiente y bienes materiales).

En conclusión, surge la necesidad de contar con herramientas de uso sencillo, que permitan estimar daños en construcciones industriales, y una forma efectiva de atender esa necesidad sería mediante el empleo de curvas de fragilidad.

1.2 Objetivos

El objetivo principal de esta investigación es lograr estimaciones de pérdidas probables en edificaciones de tipo industrial, debido a vientos huracanados de distinta intensidad y bajo las condiciones de exposición existentes en Puerto Rico, mediante el desarrollo de curvas fragilidad. Este objetivo está circunscrito a la parte estructural, y no abarca las pérdidas que pudieran ocurrir en los productos almacenados en la propiedad, cuyo valor y degradabilidad dependen de cada industria. Como objetivos específicos se establecen los siguientes:

- a) Desarrollar una metodología simplificada de estimación de pérdidas, para cada uno de los componentes vulnerables de la estructura. Entre las diversas opciones de estudiar pérdidas probables, se plantea estudiarlas por componentes, de tal forma que la metodología asociada a este objetivo será

la construcción de curvas de fragilidad para cada componente vulnerable del sistema.

- b) Identificar qué tipos de construcciones industriales existen mayoritariamente en Puerto Rico. Para establecer tipologías se tendrán en cuenta características tales como materiales de construcción, altura, pendientes de las cubiertas, elementos de conexión y configuración geométrica en general. Esto permitirá limitar el estudio a unas pocas estructuras que sean representativas de una población más grande.
- c) Identificar cuáles son los componentes vulnerables en una estructura típica y qué tipo de daños son esperables. Dentro de los tipos comunes identificados, solo algunos de los componentes pueden fallar a medida que se incrementa la velocidad del viento, de manera que es posible parametrizar el estudio considerando unas pocas alternativas.
- d) Evaluar la capacidad a fatiga de las conexiones atornilladas para diferentes configuraciones de cubierta/fachada típicas en Puerto Rico. La falta de evidencia acerca del comportamiento de dichos sistemas hace necesario plantear dicha evaluación como objetivo específico. La metodología asociada a este objetivo será de tipo experimental.
- e) Definir y clasificar los modos de falla que se observen durante el desarrollo de las pruebas experimentales de las láminas metálicas. Este objetivo apunta a identificar las secuencias específicas que conducirían a una falla estructural del sistema.

1.3 Organización

Esta tesis se divide en ocho capítulos, los cuales se describen brevemente a continuación:

- En el Capítulo 2 se muestra una recopilación de las metodologías de estimación de daños en edificaciones y los factores que intervienen en el cálculo de demandas por presión de viento de acuerdo con la Norma ASCE 7-05.
- En el Capítulo 3 se hace una descripción de los componentes involucrados en el proceso de estimación de daños en edificaciones industriales en Puerto Rico, teniendo en cuenta información recopilada de planos constructivos y estableciendo las tendencias constructivas en la región.
- En el Capítulo 4 se presenta la metodología seguida en la estimación de daño en edificaciones industriales, donde se definen los límites de daño para componentes no estructurales (con falla progresiva) y estructurales (con proposiciones del tipo “Si” o “No”). Además, se explica en detalle el proceso de obtención e interpretación de las curvas de fragilidad.
- En el Capítulo 5 se presentan los resultados de las pruebas experimentales realizadas para evaluar el desempeño de las conexiones atornilladas en paneles metálicos, cuando se someten a ciclos de carga y descarga sostenidas de viento. Adicionalmente se analizaron dichos sistemas con una medida de mejoramiento propuesta.
- En los Capítulos 6 y 7 se presentan las curvas de fragilidad por componente vulnerable, obtenidas mediante comparación de demandas y capacidades aleatorias. Mediante el uso de un algoritmo de combinación de daños se

obtienen las fragilidades de sistemas de edificaciones industriales (Convencionales, No Convencionales y Mejorados). Además se realiza un análisis de sensibilidad para determinar los efectos de diferentes configuraciones en el desempeño total de la edificación.

- En el Capítulo 8 se presentan las conclusiones derivadas de esta investigación y las recomendaciones de diseño a tener en cuenta en este tipo de edificaciones.

CAPITULO 2

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 Introducción

Aunque no existe certeza acerca de fechas de ocurrencia de huracanes en el futuro, existen herramientas que permiten llevar a cabo evaluaciones de riesgos y estimaciones de pérdidas probables para diferentes tipos de edificaciones. En este capítulo se describen las diferentes metodologías de estimación de daño propuestas por diversos autores y se describen en detalle las metodologías basadas en enfoques cualitativos y cuantitativos. Aunque las metodologías cualitativas son poco confiables resultan útiles cuando se quieren hacer estimados preliminares de daño. Por otra parte, los enfoques cuantitativos proveen evaluaciones más detalladas ya que se pueden realizar sobre categorías específicas de edificaciones y en cada uno de sus componentes vulnerables, tomando las normativas de diseño como base para la evaluación de los efectos producidos por viento. Entre los estándares disponibles se destaca la norma ASCE 7, que es ampliamente usada en los Estados Unidos y que provee una metodología detallada para el cálculo de demandas por viento. Esta norma se discute como antecedente importante en el transcurso de este capítulo.

2.2 Metodologías de estimación de daño

En general, los métodos para realizar predicción de daños en construcciones sometidas a acciones externas (específicamente para viento) pueden ser cualitativos o cuantitativos. A continuación se describen cada uno de ellos:

2.2.1 Metodologías Cualitativas

Las predicciones de daños en forma *cualitativa* describen los niveles de daño probables asociados a diferentes categorías de edificios y/o intensidades de viento. La escala Saffir-Simpson es la primera aproximación usando este enfoque (Simpson 1974), en la cual se proponen cinco categorías de daño en estructuras y edificaciones que dependen de la velocidad del viento, la presión barométrica mínima y la marea de tormenta causada por el evento. Para ser clasificado como huracán, un ciclón tropical debe tener vientos máximos sostenidos que excedan las 74 mph. La clasificación más alta de la escala es la Categoría 5 y se asigna a tormentas que excedan velocidades de viento de 155 mph.

Minor y Mehta (1979) propusieron asignar la resistencia al viento de una estructura teniendo en cuenta el concepto de “grado de ingeniería” durante las etapas de diseño y construcción. Se definieron cuatro grados de ingeniería: completo, inicial, ligero y nulo. Los grados completo y nulo son respectivamente, las estructuras que experimentarán menor y mayor magnitud de daños durante un huracán. Se observa que los enfoques cualitativos para predicción de daños sirven únicamente para hacer una evaluación muy general, en la cual no se tienen en cuenta las pérdidas en categorías específicas de edificaciones.

2.2.2 Metodologías Cuantitativas

Los métodos *cuantitativos* consideran características propias de la estructura que son esenciales para la predicción confiable de daños. Existen dos conceptos básicos en los que se basan los métodos cuantitativos: vulnerabilidad y fragilidad estructural. La *vulnerabilidad* se puede definir como una medida de la susceptibilidad de una estructura a sufrir daños, expresada como función de la velocidad del viento (Pinelli

et al., 2004). En un análisis de *fragilidad* se determina la probabilidad condicional de que un elemento estructural experimente o exceda un estado límite pre-determinado, dada la ocurrencia de una demanda en particular (Kennedy y Ravindra, 1984). Teniendo en cuenta esta definición, si $P(C/v)$ representa la probabilidad de falla de la cubierta de una estructura para la velocidad de viento v (probabilidad de que los esfuerzos generados por el viento excedan la resistencia del componente), la fragilidad de la cubierta estará entonces definida como $F(C/v) = 1 - P(C/v)$ (López, 2005). Las curvas de fragilidad son usadas para determinar cuantos edificios de igual tipo experimentarán un cierto nivel de daño y describir el desempeño de una estructura.

Hart (1976) presentó uno de los primeros métodos para la estimación de daños por tornados en diferentes tipos de estructuras, para una región en particular. Usando matrices de daño (basadas en la opinión de expertos), se obtuvieron correlaciones entre el daño y la velocidad de viento para residencias con estructura en madera, mampostería/muros en concreto con alturas entre uno y tres pisos, edificaciones industriales con estructura metálica entre uno y tres pisos, estructuras de más de cuatro pisos, casas móviles y ventanas. Hart evaluó las pérdidas anuales esperadas en dólares para las condiciones de 1970, usando la ecuación (2-1):

$$\text{Daño total debido a viento} = \{L\}^T [D] \{P\} \quad (2-1)$$

donde $\{L\}$ es el vector de pérdidas, $[D]$ es la matriz de daño y $\{P\}$ es un vector que expresa la probabilidad de ocurrencia del evento. Sin embargo no se recomienda el uso de esta metodología para la predicción de daños debido a vientos huracanados, ya que los efectos producidos en una estructura, difieren de los ocasionados por tornados.

Unanwa *et al.* (2000) desarrollaron el concepto de bandas de daño, aplicándolo a edificaciones industriales, residenciales, comerciales e institucionales. Al igual que

Hart (1976), las estructuras se clasificaron de acuerdo a su altura (1-3 pisos y 4-10 pisos). Una banda de daño está limitada por dos curvas de fragilidad las cuales representan los umbrales de daño superior e inferior para intensidades de viento específicas. Esos umbrales se determinan teniendo en cuenta el número de componentes de la edificación y las características de las conexiones. El umbral superior representa las edificaciones menos resistentes, mientras que las edificaciones cercanas al límite inferior tendrán un mejor comportamiento durante el evento. Una limitación del modelo es que supone que los elementos del sistema principal de resistencia y de fundación no experimentan daño.

Leicester (1981) propone usar curvas de vulnerabilidad simplificada, y su trabajo estuvo orientado a viviendas en Australia. Para ello se usan dos líneas rectas de manera separada para definir el daño en la estructura y sus contenidos, como puede observarse en la Figura 2-1. Para su utilización solo se necesitan establecer los umbrales de velocidad de viento para los cuales se obtiene un menor nivel de daño (velocidad de viento para la cual la estructura y el contenido comienzan a experimentar daño) y un mayor nivel de daño (velocidad de viento para la cual se obtiene un índice de daño mayor o igual a 0.2). El índice de daño se puede definir como:

$$\text{Índice de daño} = \frac{\text{Costo de reparar el daño}}{\text{Costo inicial de la estructura o contenidos}} \quad (2-2)$$

Los grados de ingeniería discutidos por Minor y Mehta han sido objeto de estudio por otros autores, como Holmes (1996), quien presentó una curva de vulnerabilidad para edificaciones con alto grado de ingeniería. Holmes asumió la resistencia de la estructura con una función de distribución de probabilidad Log-normal, pero se observa la necesidad de contar con mayor número de investigaciones post-desastre para poder realizar un mejor ajuste del modelo de predicción de daño. Las

experiencias de desastres por huracanes en el pasado, han mostrado que la zona exterior de las construcciones residenciales (fachada y cubierta), son las más vulnerables a sufrir daños por viento. Una vez el exterior presenta averías, la estructura y sus contenidos se vuelven más propensos a sufrir daños severos por el agua o los efectos del viento.

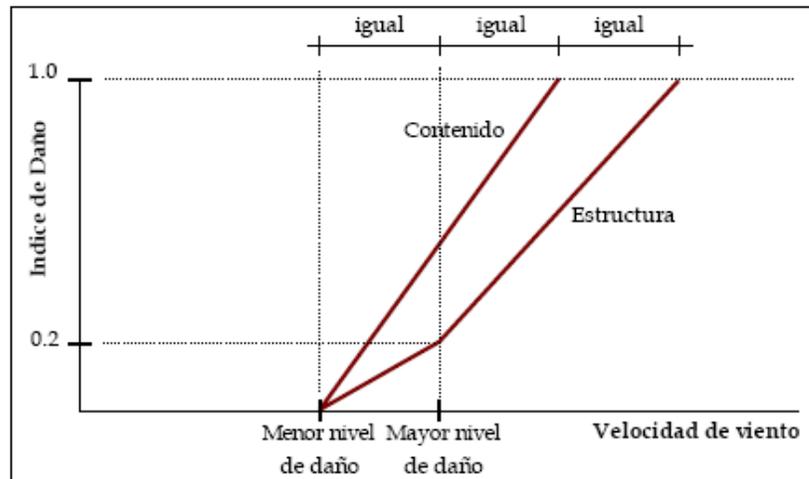


Figura 2-1 Curva de vulnerabilidad a huracanes para viviendas en Australia propuesta por Leicester (1981).

En una investigación dirigida por Sparks *et al.* (1994) se concluyó que una vez se presente el arrancamiento de una de las láminas de cubierta, la magnitud de las pérdidas pueden llegar a ser del orden del 80% del reclamo total a la compañía aseguradora. Además, las averías en el exterior de la residencia llevan a un incremento sustancial en las presiones internas por viento, lo cual causa daños más severos que se propagan a otros componentes estructurales y no estructurales. En algunos casos podría ocurrir colapso total o parcial debido a la pérdida de los sistemas de apoyo, tales como la estructura del techo o los muros. Manning y Nichols (1991) encontraron que el daño o destrucción del sistema estructural del techo podría causar que el techo pierda soporte lateral y lleve al edificio a colapso.

Sparks y Bhinderwala (1993) analizaron aproximadamente 250 archivos de reclamos presentados después del Huracán Andrew y graficaron el índice de pérdida total y el daño directo por viento contra velocidad de viento, para viviendas unifamiliares construidas con muros de mampostería reforzada. El índice de pérdida total se definió como el pago total del reclamo (incluyendo la cantidad pagada por gastos de manutención adicionales y remoción de escombros) dividido por el valor asegurado de la estructura y sus contenidos, mientras que el daño directo por viento se consideró como el costo de reparación del techo, puertas, ventanas, muros y las instalaciones externas. Se puede observar que esta metodología es útil para la validación de modelos de daño, ya que está basada en información real.

Sill y Kozlowsky (1997) se enfocaron en un método para predecir el porcentaje de edificaciones de baja altura, que presentarían daños en una determinada área como función de la velocidad de viento y otros parámetros. La metodología propuesta intentó alejarse de los esquemas tradicionales de ajuste de datos debido a la falta de información post-desastre y aunque se basó en hipótesis lógicas, no representó bien el comportamiento real.

Filliben *et al.* (2002) presentaron una definición de los estados básicos de daño, de las correspondientes curvas de fragilidad y probabilidades condicionales, y su uso en la estimación de matrices de daño. En este trabajo se tuvieron en cuenta dos consideraciones principales: la primera es que las pérdidas debidas a múltiples tipos de daños se calculan de tal forma que ningún tipo de daño sea incluido más de una vez, que ninguno de ellos se omita de los cálculos y que todas las interacciones entre ellos sean contabilizadas. El daño se incluye como una variable, la cual varía de manera continua en función de la velocidad de viento, pero se discretiza para propósitos computacionales. Segundo, las pérdidas se calculan teniendo en cuenta la dependencia

entre varios estados de daño. Por ejemplo, la rotura de ventanas y el arrancamiento de las láminas del techo no son eventos independientes sino que uno contribuye a producir el otro.

Basándose en los estados básicos de daño mostrados anteriormente, Pinelli *et al.* (2004) propusieron un modelo probabilístico para la estimación de los daños anuales esperados debido a vientos huracanados en viviendas de Florida. La estimación del daño se realiza en varios pasos. Primero, se definen los modos básicos de daño para tipos específicos de edificaciones. Segundo, los modos de daño se combinan en los estados de daño posibles, cuyas probabilidades de ocurrencia se calculan en función del viento. El principal aporte de esta metodología radica en el desarrollo de un enfoque basado en simulación Monte Carlo, el cual relaciona las capacidades resistentes (probabilísticas) de los componentes de la edificación sometidos a carga de viento a través de un análisis detallado desde el punto de vista aerodinámico y estructural.

Al igual que Pinelli *et al.*, Li y Ellingwood (2005) desarrollaron una metodología de evaluación de riesgos con un enfoque probabilístico, usando un análisis de confiabilidad de primer orden para calcular la probabilidad de falla de componentes que son vitales para mantener la integridad del exterior de la edificación y minimizar pérdidas económicas. Este trabajo se enfocó en estructuras residenciales en madera de estructura liviana y baja altura en los Estados Unidos, sometidas a amenazas de huracanes. En un análisis de confiabilidad completo, las fragilidades de los sistemas estructurales son relacionadas con modelos de amenaza por huracanes expresados en términos de velocidades de ráfaga de viento de tres segundos. Los autores definieron como estado límite de desempeño de la edificación, la ruptura de uno de los componentes del exterior de la edificación. De esta forma se definen los siguientes estados límites: Daños en láminas de techo y sus estructuras de apoyo por presiones

negativas excesivas y rotura de ventanas o puertas de vidrio por presión excesiva de viento o impacto de escombros (misiles). Estos estados límite están bastante relacionados con el desempeño de la edificación, el daño y las pérdidas en estructuras aseguradas y sirven como sustituto de modelos más complejos como el presentado por Unanwa *et al.* (2000). Lee y Rosowsky (2005) construyeron curvas de fragilidad y complementarias de fragilidad (supervivencia) para láminas de cubierta en edificaciones con estructura de madera y baja altura, en zonas propensas a huracanes. En el estudio se emplearon cinco tipos de configuraciones geométricas de cubierta típicas del sureste de los Estados Unidos. Para cada una de las configuraciones se desarrollaron curvas de supervivencia, considerando cuatro estados límites de daño (como un porcentaje del número de láminas que fallen), así como diferentes direcciones del viento, elementos de conexión y condiciones de exposición. Las fallas individuales de cada lámina se obtuvieron usando el Método de Confiabilidad de Primer Orden y de esta forma evaluar la función de estado límite dada por la ecuación:

$$g(x) = R - (W - D) \quad (2-3)$$

donde $g(x)$ es la función de estado límite del arrancamiento de un panel de la cubierta, escrita en términos de variables (aleatorias) básicas, R es la resistencia al arrancamiento del panel fijado al techo, W es la carga de viento actuando sobre el panel, y D es la carga muerta. La falla en el panel se define como la condición en la cual $g(x) < 0$. Si bien esta metodología puede usarse para predecir las posibles pérdidas económicas debido a la falla de sistemas de cubierta (en combinación con un modelo de pérdidas), aún debe ser validada, usando información de daños tras el paso de eventos anteriores en la zona de estudio.

En la literatura se encontraron dos trabajos relacionados con la estimación de daño para edificaciones en Puerto Rico. Khanduri y Morrow (2002) propusieron disgregar una curva de vulnerabilidad genérica en varias curvas que representen tipos de edificaciones individuales en Puerto Rico. Esta metodología usa una curva de vulnerabilidad genérica y un inventario en el que se definen las categorías de edificaciones existentes en la región de estudio, y las curvas de vulnerabilidad genéricas que fueron obtenidas previamente en una región diferente. Este enfoque es bastante simple y su precisión depende en gran medida del tipo de edificaciones y de las prácticas constructivas, las cuales deben similares en ambas regiones, de allí, su principal desventaja. Por otra parte, López y Godoy (2005) desarrollaron una metodología de estimación de daño para edificaciones industriales en Puerto Rico, basándose en las condiciones predominantes en Puerto Rico. Dicha metodología se fundamenta en la obtención de las capacidades resistentes de los componentes vulnerables de edificaciones industriales: Sistemas de cubierta y fachada, sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas y la conexión columna-fundación en edificaciones livianas. La metodología incluye tareas tales como:

- a) Recopilación de información, mediante la revisión de planos de construcción correspondientes a proyectos de uso industrial localizados en Puerto Rico.
- b) Caracterización de edificaciones, en donde se resumen las tendencias constructivas encontradas y configuraciones geométricas de los elementos.
- c) Selección de modelos de resistencia: se establecieron modos de falla críticos para los componentes considerados y se definieron criterios para estimar la capacidad resistente de los mismos bajo la acción de vientos huracanados
- d) Evaluación de cargas de viento por medio del método analítico establecido por la ASCE 7-05.

- e) Estimación de daño, definida por la obtención de una secuencia de falla a partir de la comparación directa de las capacidades resistentes de cada componente vulnerable, expresadas en términos de la velocidad de viento.
- f) Implementación computacional, ya que el volumen de información a procesar durante la aplicación de la metodología puede resultar bastante extenso.

Se observó que esta metodología debe ser validada con información correspondiente a daños reales tras el paso de otros eventos anteriores sobre Puerto Rico. Tampoco se tuvieron en cuenta los efectos que producirían los cambios en las condiciones de presión interna, ni los daños causados por los materiales arrastrados por el viento, sobre los sistemas de ventanas en vidrio localizados en la fachada de la edificación. Sin embargo, algunos de los modelos de resistencia empleados pueden ser utilizados en el desarrollo de metodologías basadas en curvas de fragilidad.

En el ámbito regional, Stubbs (2001) realizó un estudio de Pérdida Máxima Probable (PML por sus siglas en inglés) en tres islas del Caribe propensas a daños por huracanes. Un estimado de PML es la pérdida monetaria expresada usualmente como un porcentaje del valor total, que experimentaría una estructura o un grupo de estructuras cuando son sometidas a un evento probable máximo. Dentro de las estructuras consideradas se encuentran: edificios, pavimentos, torres de transmisión eléctrica, aeropuertos y muelles. Para cada una de las regiones seleccionadas se empleó la siguiente metodología:

- a) Definición de los elementos de la infraestructura incluidos en el estudio.
- b) Documentación de la exposición y la vulnerabilidad de los elementos de la infraestructura en riesgo.
- c) Estimación de los costos de reemplazo de los elementos en riesgo.

- d) Generación de funciones de vulnerabilidad/daños para los elementos en riesgo.
- e) Selección de los eventos probables máximos para las regiones de interés.
- f) Ajuste de las velocidades de viento que afectarían la estructura, teniendo en cuenta la topografía y el terreno.
- g) Cómputo de las pérdidas para un sitio en particular.
- h) Suma de pérdidas para todos los elementos de la infraestructura en riesgo.
- i) Asignación de PMLs para elementos, grupos de elementos y la infraestructura total.

Los modelos de daño usados por Stubbs, tanto para daños en cada componente de la edificación o en su contenido, dependen de una función de densidad de resistencia, la cual debe estar disponible o en su defecto se debe elegir alguna distribución existente que represente adecuadamente su comportamiento. En el caso del daño en los componentes, este es causado por el daño en la edificación.

2.3 Metodología propuesta por la Norma ASCE

La ASCE-7 presenta tres métodos diferentes para calcular las presiones de viento de diseño en el sistema principal de resistencia (Main Wind Force Resisting System, MWFRS por sus siglas en inglés) y en los componentes no estructurales o envolvente de la edificación (Components and Claddings, C&C). En particular el método dos de la especificación resulta adecuado en la estimación de cargas por viento ya que ofrece una metodología detallada que tiene en cuenta diversos factores tales como: características geométricas de la estructura, localización geográfica, la localización específica de sus componentes no estructurales sobre sus zonas de fachada y cubierta así como las condiciones de cerramiento y exposición.

Las estructuras a analizar siguiendo esta metodología deben ser edificaciones sin ninguna irregularidad geométrica en planta o en altura; no deben estar situadas en zonas propensas a experimentar efectos de canalización del flujo de aire debido a obstrucciones debido a otras edificaciones o efectos topográficos; tampoco deben tener características de respuesta que la hagan sensibles a la acción de vientos transversales, desprendimiento de vórtices o inestabilidad debido a galope, el cual se presenta generalmente en estructuras demasiado esbeltas y con frecuencias naturales menores a 1 Hz.

La presión de viento de diseño p en el sistema principal de resistencia MWFRS, para las edificaciones cubiertas por la metodología de estimación de daño propuesta en este trabajo se calcula con la Ecuación (2-4) (ASCE, 2005):

$$p = q_h \left[(GC_{pf}) - (GC_{pi}) \right] \quad (2-4)$$

Las variables involucradas en el cálculo de p se describirán brevemente a continuación:

- **Presión de diseño por velocidad de viento q_h**

Es la presión por viento q_z medida en el nivel medio de la cubierta de la edificación h ; q_z se calcula con la Ecuación 6-15 de la especificación (ASCE, 2005):

$$q_z = 0.00256 K_z K_{zt} K_d V^2 I \quad (2-5)$$

donde el valor de la constante 0.00256 representa la densidad del aire en una atmósfera estándar; K_z es el factor de exposición de viento que es usado para tener en cuenta los cambios en altura y exposición y es dado por la ecuación:

$$K_z = \begin{cases} 2.01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} & \text{para } 15' \leq z \leq z_g \\ 2.01 \left(\frac{15}{z_g} \right)^{\frac{2}{\alpha}} & \text{para } 15' < z \end{cases} \quad (2-6)$$

La variable z es la altura por encima del nivel del terreno, mientras los valores de z_g y α dependen del tipo de exposición de la estructura y son definidos en la Tabla 2-1.

La exposición B corresponde a ciudades, zonas urbanas, suburbanas y áreas boscosas con construcciones cercanamente espaciadas del tamaño de una residencia familiar o mayor. La exposición B debe prevalecer por un mínimo de 2630 pies o 10 veces la altura del edificio, medidos desde la dirección de donde provenga el viento.

La exposición C se trata de terrenos abiertos con construcciones dispersas, con alturas típicas de 30 pies o menores. Incluye terrenos planos abiertos, praderas y todas las superficies de agua (playas y costas) en regiones propensas a huracanes. Esta es la exposición por defecto en la norma y debe usarse cuando el sitio no encaja en ninguna de las otras categorías de exposición.

Tabla 2-1 Factores z_g y α para diferentes tipos de exposición

Exposición	z_g	α
B	7	1200
C	9.5	900
D	11.5	700

La exposición D corresponde a sitios sin obstrucciones, con flujo de viento sobre superficies de agua por una distancia de al menos una milla, como es el caso de las zonas costeras pero que no sean propensas a huracanes. La exposición D debe prevalecer por una distancia de al menos 5000 pies o diez veces la altura de la

edificación, la que sea mayor. Además debe extenderse tierra adentro por una distancia de 660 pies medidos desde la línea costera o 10 veces la altura del edificio, la que sea menor.

El factor K_{zt} es usado para tener en cuenta la influencia de los efectos topográficos; las estructuras localizadas en las partes superiores de laderas o colinas aisladas son vulnerables a experimentar incrementos en la velocidad de viento respecto a aquellas edificaciones localizadas sobre terreno plano. Además se deben cumplir las siguientes condiciones:

- 1) La colina, cumbre o ladera se encuentra aislada y sin obstrucciones en la dirección de donde provenga el viento por otros efectos topográficos de altura similar, en una distancia de 100 veces la altura del efecto topográfico o 2 millas, la que sea menor.
- 2) La colina, cumbre o ladera sobresale por encima de cualquier otro efecto topográfico en un radio de 2 millas en cualquier dirección de donde provenga el viento por un factor de 2 o más.
- 3) La estructura está localizada en la mitad superior de una colina o cerca de la cima de la ladera, tal como se muestra en la Figura 2-2.
- 4) La relación entre la altura del efecto topográfico H y la distancia horizontal media L_h debe ser mayor o igual a 0.2 (ver Figura 2-2).
- 5) H es mayor o igual que 15 pies para exposiciones tipo C y D y de 60 pies para exposición B (ver Figura 2-2).

El factor topográfico K_{zt} se calcula mediante la Ecuación (2-7):

$$K_{zt} = (1 + k_1 k_2 k_3)^2 \quad (2-7)$$

donde k_1 es un factor que tiene en cuenta la forma del efecto topográfico y el efecto de la velocidad de viento máxima; k_2 es un factor que tiene en cuenta la reducción de en el incremento de la velocidad con la distancia hasta la cima desde barlovento y sotavento y k_3 tiene en cuenta la reducción en el incremento de la velocidad con la altura sobre el terreno local. Los valores de los factores k_1 , k_2 y k_3 se obtienen de la Figura 6-4 de la especificación.

El factor de direccionalidad k_d depende del tipo de estructura y su valor puede determinarse de la Tabla 6-4 de la especificación. V es la velocidad básica de viento de diseño y corresponde a la velocidad de ráfaga de viento de 3 segundos a 33 pies por encima del nivel del terreno en zonas de Exposición C. Por último, I es el coeficiente de importancia que puede obtenerse de la Tabla 6-1 de la especificación (ASCE, 2005), teniendo en cuenta las velocidades de viento a las que estará sometida la edificación y la naturaleza de ocupación de la estructura.

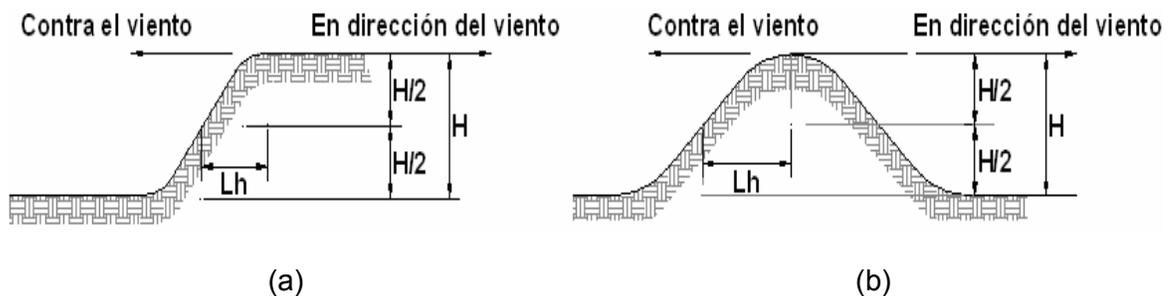


Figura 2-2 Efecto del viento sobre edificaciones ubicadas en (a) colinas y (b) laderas (ASCE, 2005)

- **Coeficiente de presión externa GC_p**

En el caso de edificaciones de baja altura y que no superen los 60 pies, el cálculo de las presiones de viento de diseño para el MWFRS se realiza considerando

ocho casos de carga básicos en las direcciones longitudinal y transversal de la edificación, los cuales resultan de considerar como esquina de referencia a cada una de las esquinas de la edificación; la Figura 2-3 muestra dos de los casos con la misma esquina de referencia. La estructura se divide en diez zonas diferentes (1 hasta 6 y 1E hasta 4E), con diferentes coeficientes de presión C_{pf} . El coeficiente de presión externa en cada zona resulta de multiplicar el factor de ráfaga $G = 0.85$ por el factor C_{pf} que se muestra en la Tabla 2-2; los signos más y menos indican que las presiones actúan hacia adentro y afuera de las superficies, respectivamente. El parámetro “a” que se observa en la Figura 2-3 se define como el 10% de la menor dimensión horizontal o el 40% de la altura, el que sea menor, pero que no sea menor al 4% de la menor dimensión horizontal o 3 pies.

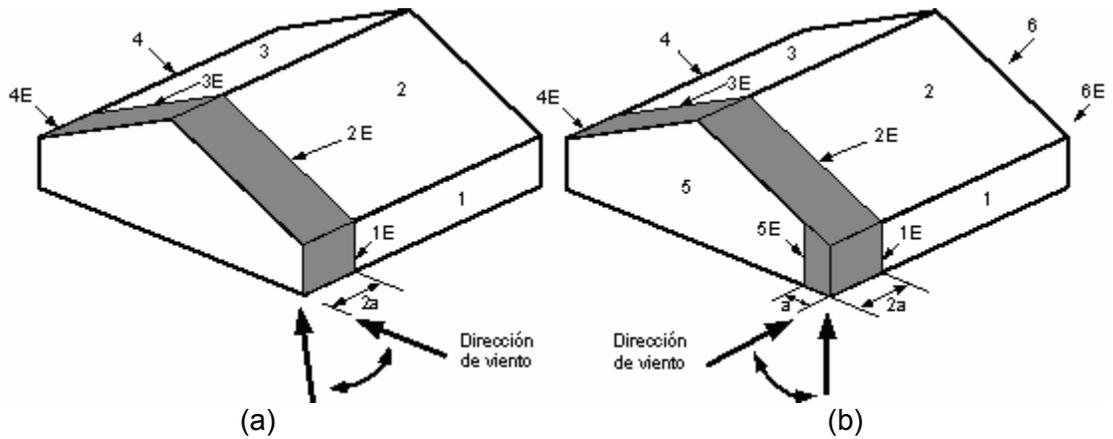


Figura 2-3 Zonas de la edificación para el cálculo de los coeficientes de presión externa en MWFRS con viento en la dirección transversal (a) y longitudinal (b) (ASCE, 2005)

Tabla 2-2 Coeficientes de presión externa para MWFRS (ASCE, 2005)

Ángulo del techo	Coeficientes de presión C_{pf} para edificaciones de baja altura									
θ (grados)	1	2	3	4	5	6	1E	2E	3E	4E
0-5	0.1	-0.69	-0.37	-0.29	-0.45	-0.45	0.61	-1.07	-0.53	-0.43
20	0.53	-0.69	-0.48	-0.43	-0.45	-0.45	0.80	-1.07	-0.69	-0.64
30-45	0.56	0.21	-0.43	-0.37	-0.45	-0.45	0.69	0.27	-0.53	-0.48
90	0.56	0.56	-0.37	-0.37	-0.45	-0.45	0.69	0.69	-0.48	-0.48

El cálculo de p para los componentes no estructurales de la edificación (Components and Claddings, C&C), se realiza con la misma Ecuación (2-4), pero con la diferencia que deben utilizarse los valores de los coeficientes de presiones externa GC_p que se muestran en las Figuras 6-11A y 6-11B de la especificación. La Figura 2-4 muestra las cinco zonas en que se encuentra dividida la edificación; las zonas 1, 2 y 3 corresponden a la zona de cubierta, mientras que las zonas 4 y 5 corresponden a la zona de fachada.

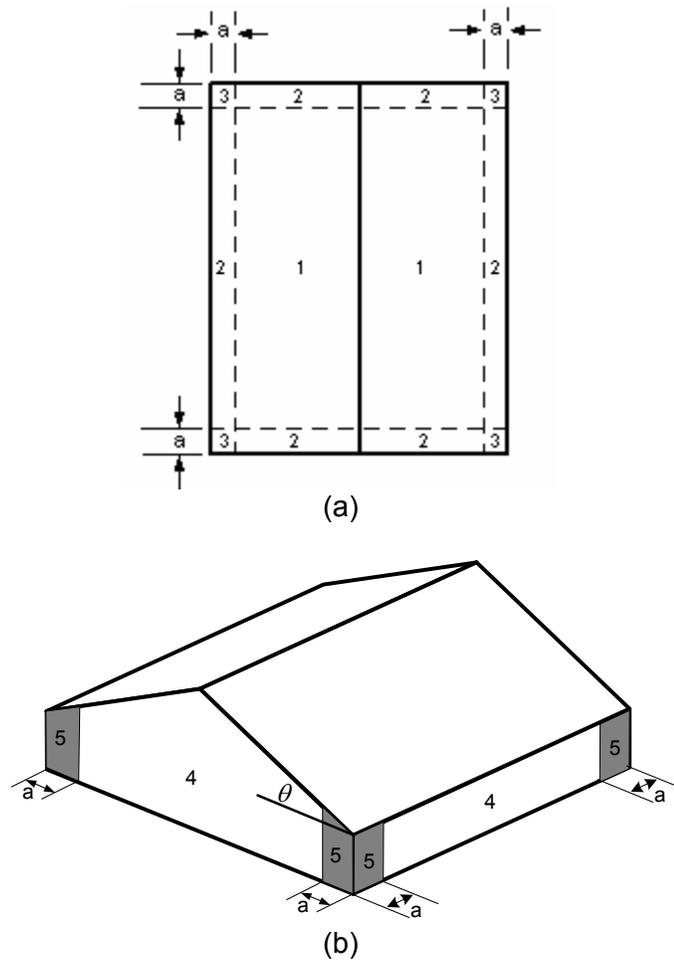


Figura 2-4 Zonas de la edificación para el cálculo de los coeficientes de presión externa en C&C en las zonas de (a) cubierta y (b) fachadas (ASCE, 2005)

- **Coefficiente de presión interna** GC_{pi}

Los coeficientes de presión interna para MWFRS y C&C dependen del tipo de cerramiento definido en la ASCE 7-05: Edificaciones abiertas, parcialmente cerradas y abiertas. Las características de cada una de ellas se describen a continuación:

Una edificación se considera abierta cuando el área de aberturas en el muro A_o que recibe la presión externa positiva es de al menos un 80% del área del muro A_g , es decir, $A_o \geq 0.8A_g$.

Para considerar una edificación como parcialmente cerrada deben cumplirse simultáneamente las siguientes condiciones:

- 1) El área total de aberturas en el muro que recibe la presión externa positiva excede la suma de las áreas de las aberturas en el resto de la envolvente (muros y cubierta) por más de un 10%.
- 2) El área total de las aberturas del muro que recibe la presión externa positiva excede 4 ft^2 o el 1% de esa área, la que sea menor, y el porcentaje de aberturas en el resto del envolvente del edificio no excede el 20%.

Las condiciones anteriormente expuestas pueden expresarse como:

$$1) A_o > 1.10A_{oi}$$

$$2) A_o > 4 \text{ ft}^2 \text{ ó } > 0.01A_g, \text{ la que sea menor y } \frac{A_{oi}}{A_g} \leq 0.20$$

donde A_o y A_g son las mismas áreas definidas en edificaciones parcialmente abiertas;

A_{oi} es la suma de las áreas de las aberturas en el envolvente del edificio sin incluir A_o en ft^2 y A_{gi} es la suma de las áreas totales de fachada sin incluir A_g , en ft^2 .

La Figura 6-5 de la ASCE 7-05 muestra los valores de GC_{pi} correspondientes a cada una de las clasificaciones de cerramiento (ver Tabla 2-3).

Tabla 2-3 Valores del producto GC_{pi} de acuerdo con la Figura 6-5 del ASCE 7-05

Clasificación de cerramiento	GC_{pi}
Abierta	0
Parcialmente cerrada	± 0.55
Cerrada	± 0.18

Teniendo en cuenta algunas de las metodologías descritas a lo largo de este capítulo es posible calcular las pérdidas probables en las edificaciones bajo estudio. La metodología de estimación de daño usada en este trabajo emplea enfoques cuantitativos y la normativa dada por la norma ASCE 7-05 para el cálculo de demandas por viento, ya que al estar basados en conceptos de ingeniería, permiten obtener escenarios de daño más realistas.

CAPITULO 3

CARACTERIZACIÓN DE EDIFICACIONES INDUSTRIALES EN PUERTO RICO

3.1 Introducción

Debido a sus características estructurales y arquitectónicas, las edificaciones industriales pueden llegar a ser altamente vulnerables bajo la acción de vientos intensos. Generalmente se trata de estructuras livianas y de baja altura (menor a 60 pies), con uno o dos pisos como máximo, cuyo sistema principal de resistencia consta de pórticos de acero estructural de grandes luces, debido a que se requiere espacio suficiente para el almacenaje de productos y equipos, así como el desarrollo de actividades de manufactura. Las columnas de acero se conectan al sistema de fundación por medio de pedestales, zapatas o directamente sobre la losa de fundación. Además existe la tendencia a utilizar sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica, aunque también es frecuente el uso de paredes en bloque de concreto. El sistema de aberturas consiste en puertas enrollables (*Roll up doors*) y ventanas tanto en vidrio como aluminio.

Investigaciones post-desastre han mostrado que el sistema de cubierta es uno de los componentes mas vulnerables de este tipo de edificaciones. Debido a la fuerza de succión del viento se producen grandes concentraciones de esfuerzos alrededor de los agujeros de conexión de los tornillos; las fluctuaciones sostenidas de dichas cargas de succión conllevan a la aparición y propagación de grietas por fatiga hasta que finalmente se produce el arrancamiento de los paneles. Este mecanismo de falla

también aplica para fachadas en lámina metálica, las cuales estarán sometidas, dependiendo de la dirección de donde provenga el viento, a condiciones de presión en la fachada de barlovento o succión en las fachadas laterales y de sotavento. Normalmente la magnitud de las demandas en la zona de fachada será menor que en el caso de la cubierta.

Otro escenario de daño bastante severo tiene que ver con la falla en el sistema de ventanas y puertas de la edificación. Estos daños incluyen principalmente pérdidas en los contenidos, ya sea de materiales o equipos debido a la penetración de agua.

Las elevadas cargas de succión que se presentan en la cubierta en combinación con las fuerzas laterales en las fachadas favorecen la aparición de un mecanismo de falla característico de edificaciones livianas prediseñadas (sistema principal de resistencia en acero estructural, fachadas y cubierta en lámina metálica y de uno o dos pisos como máximo), el cual está relacionado con el desprendimiento de la conexión entre las columnas del sistema principal de resistencia y la fundación del edificio. Rodríguez, *et al.* (1990) reportaron este tipo de fallas en edificaciones industriales en Puerto Rico tras el paso del Huracán Hugo en 1989, al igual que Sparks, *et al.* (1991) en un informe presentado a la Academia Nacional de Ciencias luego del paso del Huracán Alicia por Nueva Orleans en 1985.

3.2 Descripción de sistemas típicos y sus componentes

A continuación se presenta una descripción detallada del sistema y de los componentes vulnerables anteriormente descritos, teniendo en cuenta información recopilada de planos de construcción y tendencias constructivas en Puerto Rico.

3.2.1 Sistema estructural

La principal característica de este tipo de edificaciones es que su sistema estructural se construye usando pórticos en acero. Este tipo de construcción presenta varias ventajas sobre edificaciones en concreto armado, ya que la estructura puede ser construida fácilmente y a menor costo, además puede entrar en funcionamiento en tiempos relativamente cortos. Generalmente se usan perfiles de acero de sección W para pórticos de varias luces o elementos de sección variable a lo largo de su longitud (tanto en vigas como en columnas) en pórticos de una sola luz, tal como se observa en la Figura 3-1.

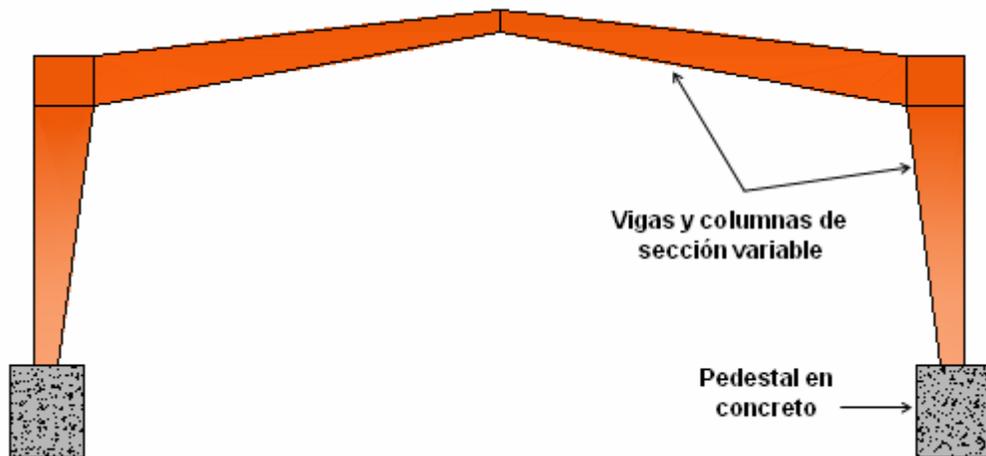


Figura 3-1 Pórtico de una luz con elementos de sección variable

Las columnas se apoyan ya sea mediante el uso de pedestales de concreto o directamente sobre la zapata o losa de fundación. La base de la columna se conecta a una placa de acero por medio de soldadura; a su vez, dicha placa se fija al concreto por medio de pernos de alta resistencia o ganchos para proveer anclaje al sistema. Los componentes ubicados en el envoltorio de la edificación (láminas de cubierta y fachada, puertas y ventanas) son los encargados de transmitir las cargas de viento al sistema principal de resistencia, por medio de los elementos secundarios de apoyo;

generalmente están compuestos de perfiles de lámina delgada doblados en frío (*Cold-formed*) de sección C o Z aunque también es común el uso de viguetas de alma abierta (*Open web joist*) en la cubierta. Además, estos elementos en combinación con arriostramientos (*Braces*) en las zonas de fachada y cubierta proveen rigidez al sistema principal de resistencia ante la presencia de cargas laterales. (Ver Figura 3-2).

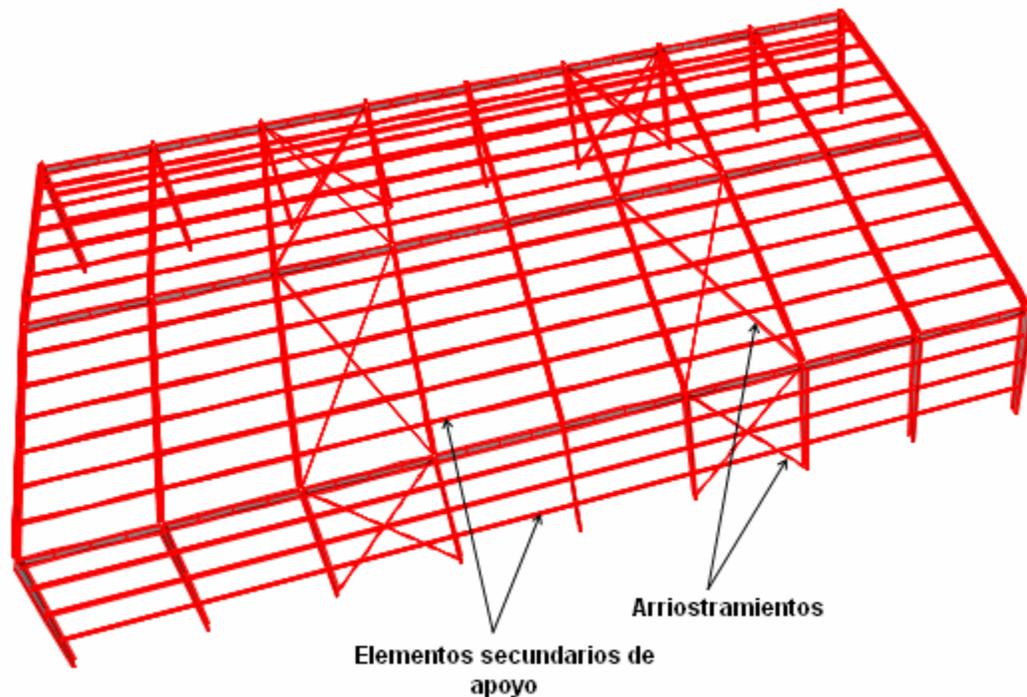


Figura 3-2 Ubicación de elementos secundarios de apoyo y arriostramientos en las zonas laterales y de fachada

3.2.2 Sistema de cubierta y fachada en lámina metálica

Este sistema consta básicamente de tres elementos: 1) la lámina o panel metálico, 2) los elementos secundarios de apoyo y 3) los tornillos de fijación de los paneles a los elementos de apoyo, tal como se observa en la Figura 3-3.

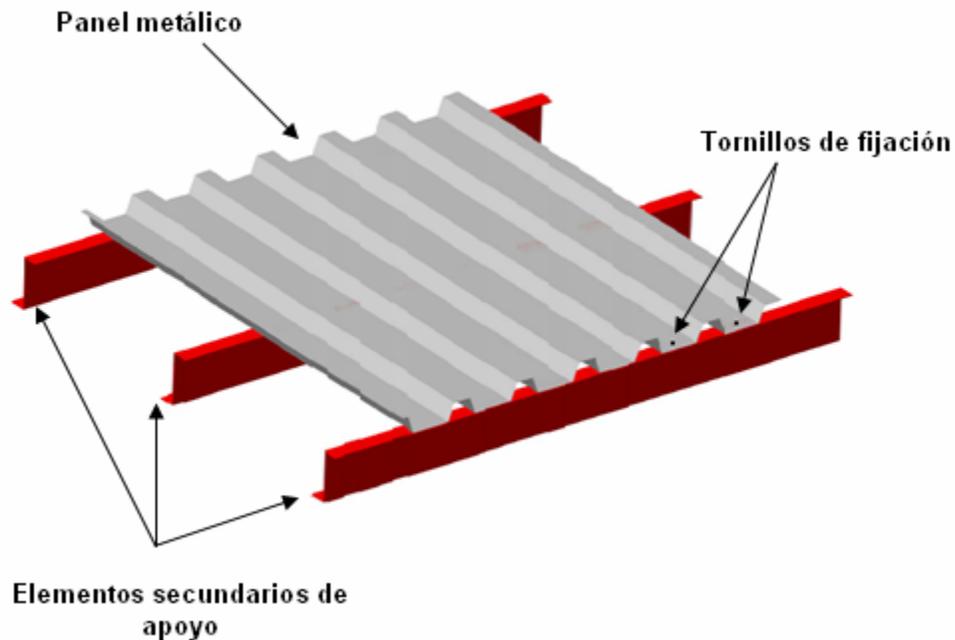


Figura 3-3 Sistema de cubierta y fachada en lámina metálica

Las láminas metálicas se fabrican con acero galvanizado Grado 90, es decir, con un recubrimiento de 90 onzas / ft² y un límite de fluencia que varía entre 33 y 80 ksi. Actualmente existe una gran variedad de configuraciones y calibres disponibles en Puerto Rico, los cuales se muestran a continuación en la Tabla 3-1, teniendo en cuenta información suministrada por fabricantes locales (Matcor, 2007). En los planos revisados se observó el uso de láminas con espesores que varían entre el calibre 18 y calibre 26, con preferencia por los paneles de menor espesor (calibres 22, 24 y 26). La Tabla 3-2 muestra la equivalencia entre calibres y espesores de lámina en pulgadas.

Las láminas metálicas se conectan a elementos secundarios de apoyo que están compuestos generalmente por perfiles de lámina delgada doblados en frío (*Cold-formed*) de sección C o Z (ver Figura 3-4), fabricados con acero galvanizado Grado 90 y un límite de fluencia de 50 ksi. Los espesores varían entre 0.105 pulgadas y 0.061 pulgadas, que corresponden a calibres 12 y 16 respectivamente (Matcor 2007). También es común el uso de viguetas de alma abierta (*Open web joist*) en la zona de

cubierta. El espaciamiento de dichos elementos varía entre 3 y 7.5 pies, aunque cabe anotar que tras el paso del Huracán Hugo por Puerto Rico en 1989, se disminuyó el máximo espaciamiento permitido de 7.5 pies a 5 pies (Figuroa, 1996).

Tabla 3-1 Geometrías de las láminas metálicas usadas en la construcción de cubiertas y fachadas (Matcor, 2007).

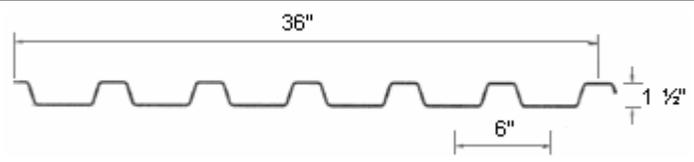
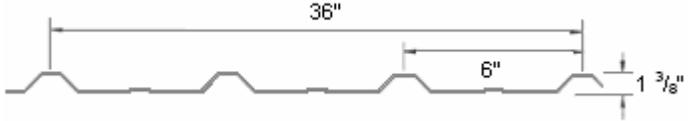
Configuración geométrica	Denominación	Rango de calibres disponible
	Tipo B Wide Rib (WR)	18-22
	Tipo E	24-26

Tabla 3-2 Equivalencia entre calibre y espesor de lámina

Calibre (Gage)	Espesor de diseño equivalente en pulgadas
18	0.0478
20	0.0359
22	0.0299
24	0.0239
26	0.0179

Las láminas metálicas se conectan a los elementos secundarios de apoyo usando tornillos auto perforantes (*self-drilling*) ya sea en los valles o crestas de la lámina (ver Figura 3-5). Aunque en ninguno de los planos revisados se especifican láminas con conexiones en las crestas, también se consideró el comportamiento de estos sistemas en el presente trabajo, ya que existe la posibilidad de encontrar edificaciones con dichas características en Puerto Rico.

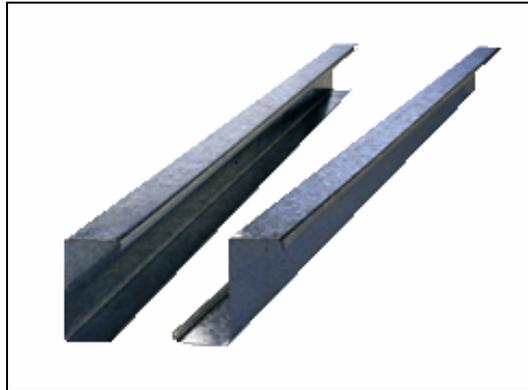


Figura 3-4 Secciones usadas como elementos secundarios de apoyo; sección C (izquierda), sección Z (derecha).

En la Tabla 3-3 se observan las denominaciones disponibles y características geométricas de los tornillos en general. En la mayoría de los casos se observó una preferencia por el uso de tornillos N12, con espaciamentos que dependen de la geometría de la lámina y su ubicación en la cubierta de la edificación.

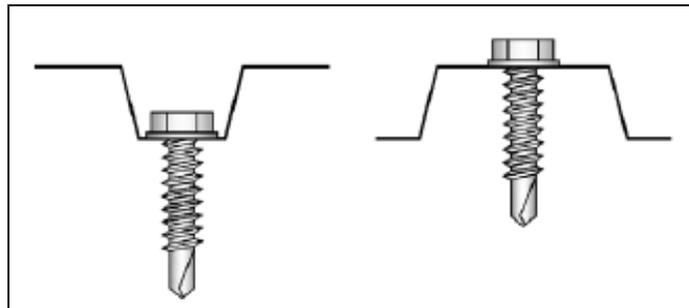
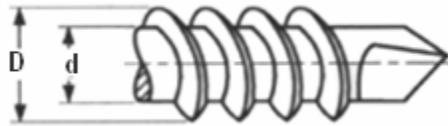


Figura 3-5 Conexiones de las láminas metálicas en valles (izquierda) y en crestas (derecha) (López, 2005).

Los patrones de conexión más comúnmente usados son el 6-6-6, 12-6-6 y 12-12-6. A modo de explicación, un patrón de espaciamiento 12-6-6 significa que los tornillos estarían espaciados 12 pulgadas en la zona 1 (Interior), 12 pulgadas en la zona 2 (Laterales) y 6 pulgadas en la zona 3 (Esquinas) (Ver Figura 3-6). Como puede apreciarse, el espaciamiento es menor en la zona 3, ya que en las esquinas de la edificación las conexiones experimentan mayores esfuerzos debido a las cargas de viento de acuerdo con la Norma ASCE-7.

Tabla 3-3 Características geométricas de los tornillos auto perforantes.



Denominación	Diámetro Básico del tornillo (pulgadas)	Roscas por pulgada	D		d	
			Diámetro Mayor		Diámetro Menor	
			Máx.	Min.	Max.	Min.
N6	0.138	20	0.139	0.135	0.104	0.099
N8	0.164	18	0.166	0.161	0.122	0.116
N10	0.190	16	0.189	0.183	0.141	0.135
N12	0.210	14	0.215	0.209	0.164	0.157
N14	0.250	14	0.246	0.240	0.192	0.185

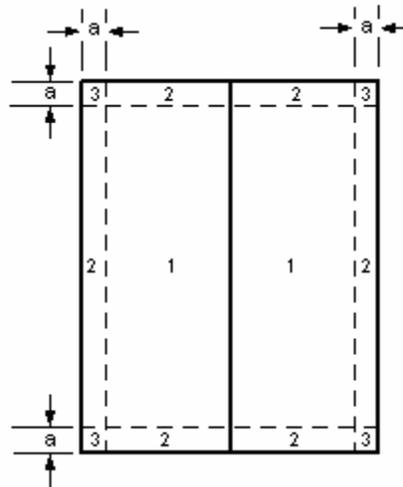


Figura 3-6 Zonas de la cubierta de acuerdo con la Norma ASCE 7-05(ASCE, 2005).

3.2.3 Aberturas en fachadas

De acuerdo con información contenida en los planos y visitas de campo hechas por el autor, las aberturas en las fachadas de edificaciones industriales consisten en (1) las ventanas (en vidrio o aluminio) y (2) las puertas enrollables (*Roll up doors*). En el caso de las edificaciones prediseñadas, el fabricante provee en los planos estructurales el sitio en donde se instalarán las puertas y ventanas, pero en pocas ocasiones

especifica qué tipo de puertas y ventanas deben ser utilizadas. El desarrollador o constructor usualmente las obtiene de otras fuentes y el proveedor podría no conocer los requerimientos de diseño, lo que hace que el control sobre ese aspecto vaya más allá de las obligaciones del diseñador del edificio. Esto significa que algunas veces el sistema no está diseñado para soportar las mismas fuerzas de viento que el resto del edificio. A continuación se describen en detalle dichos sistemas:

- a) Sistema de ventanas: Está compuesto de (1) La placa de vidrio o la persiana en aluminio; (2) El marco metálico de soporte y (3) Elementos de fijación del marco. En la mayoría de edificaciones estudiadas no se especificaba el tipo de vidrio usado. En dos de las edificaciones se identificó el uso de vidrios templados (*Tempered*) de espesor de $\frac{1}{4}$ de pulgada. El marco metálico de soporte sirve para asegurar las placas de vidrio o las persianas de aluminio bajo las condiciones de uso normales. A su vez los marcos se fijan a las fachadas de bloque o concreto por medio de tornillos espaciados a lo largo del perímetro de la ventana, mientras que en el caso de fachadas en lámina metálica se fijan a los elementos secundarios de apoyo ya sea por medio de soldadura o tornillos en el ala (*Flange*) de la sección.
- b) Puertas enrollables (*Roll up doors*): Está compuesto de (1) La cortina metálica, (2) El marco metálico y (3) El mecanismo de accionamiento. Las cortinas metálicas generalmente se fabrican de acero galvanizado de calibre 20 como mínimo, de acuerdo con información contenida en planos de construcción. El marco metálico sirve como guía cuando se abre y/o cierra la cortina metálica y el mecanismo de accionamiento puede ser manual o automático. En la Figura 3-7 se observa en detalle una puerta enrollable típica.

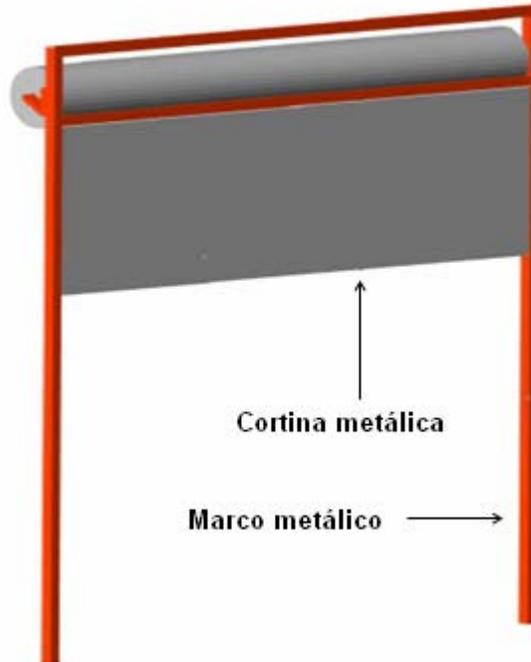


Figura 3-7 Puerta enrollable típica.

3.2.4 Sistema de conexión columna-fundación

Las columnas del sistema de resistencia principal se apoyan ya sea mediante el uso de pedestales de concreto o directamente sobre zapatas o la losa de fundación. La base de la columna se conecta a una placa de acero por medio de soldadura con el fin de distribuir uniformemente las cargas de viento que soporta la estructura que se traducen en esfuerzos de tensión y corte en la conexión. A su vez, dicha placa se fija al concreto por medio de pernos de alta resistencia o ganchos, los cuales proveen anclaje al sistema. La Figura 3-8 muestra los componentes anteriormente descritos, en el caso de una columna apoyada sobre un pedestal de concreto.

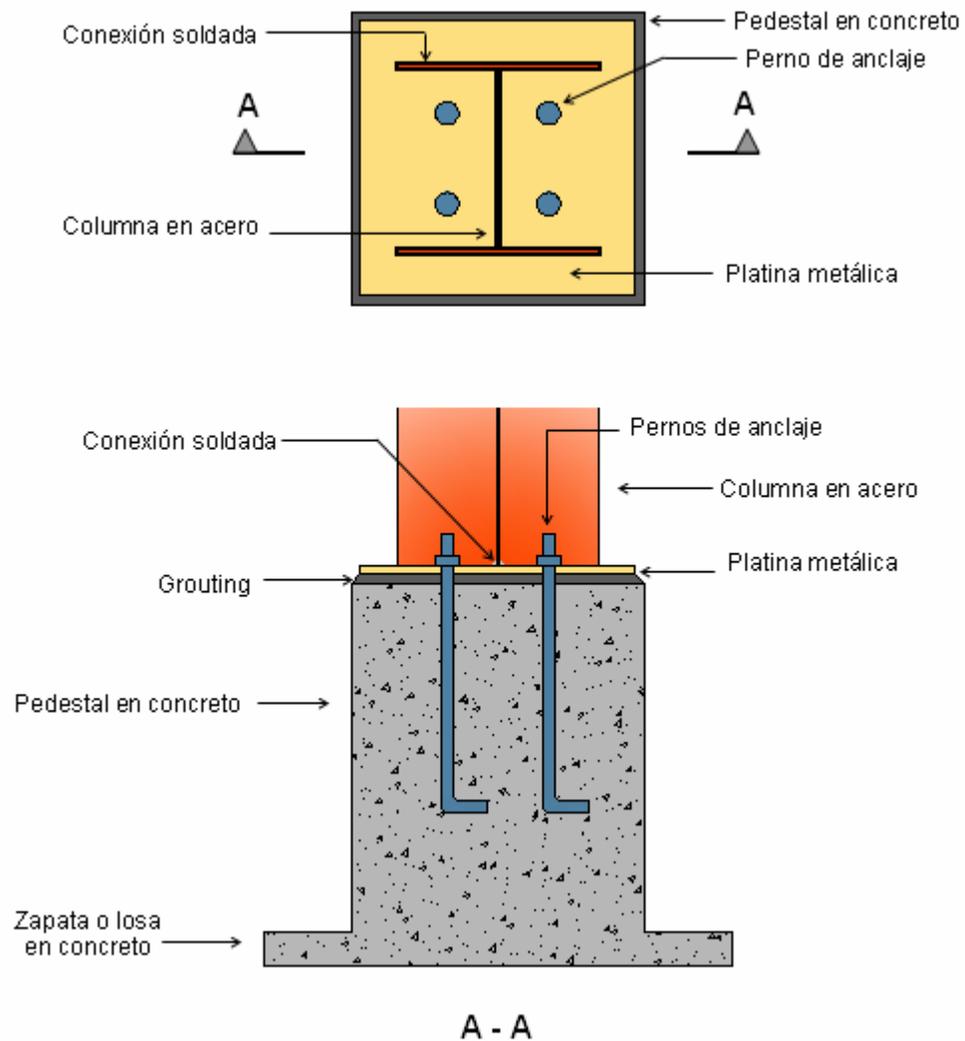


Figura 3-8 Sistema de conexión columna-fundación y sus componentes

En los planos revisados se observaron dos tipos de anclaje; Barras con tuercas y barras con ganchos (ver Figura 3-9) cuyas características geométricas se describen en la Tabla 3-4 (López, 2005). La resistencia a compresión del concreto varía entre 3000 – 4000 psi con refuerzo vertical consistente en barras #6 y estribos #3, espaciados a 6 pulgadas.

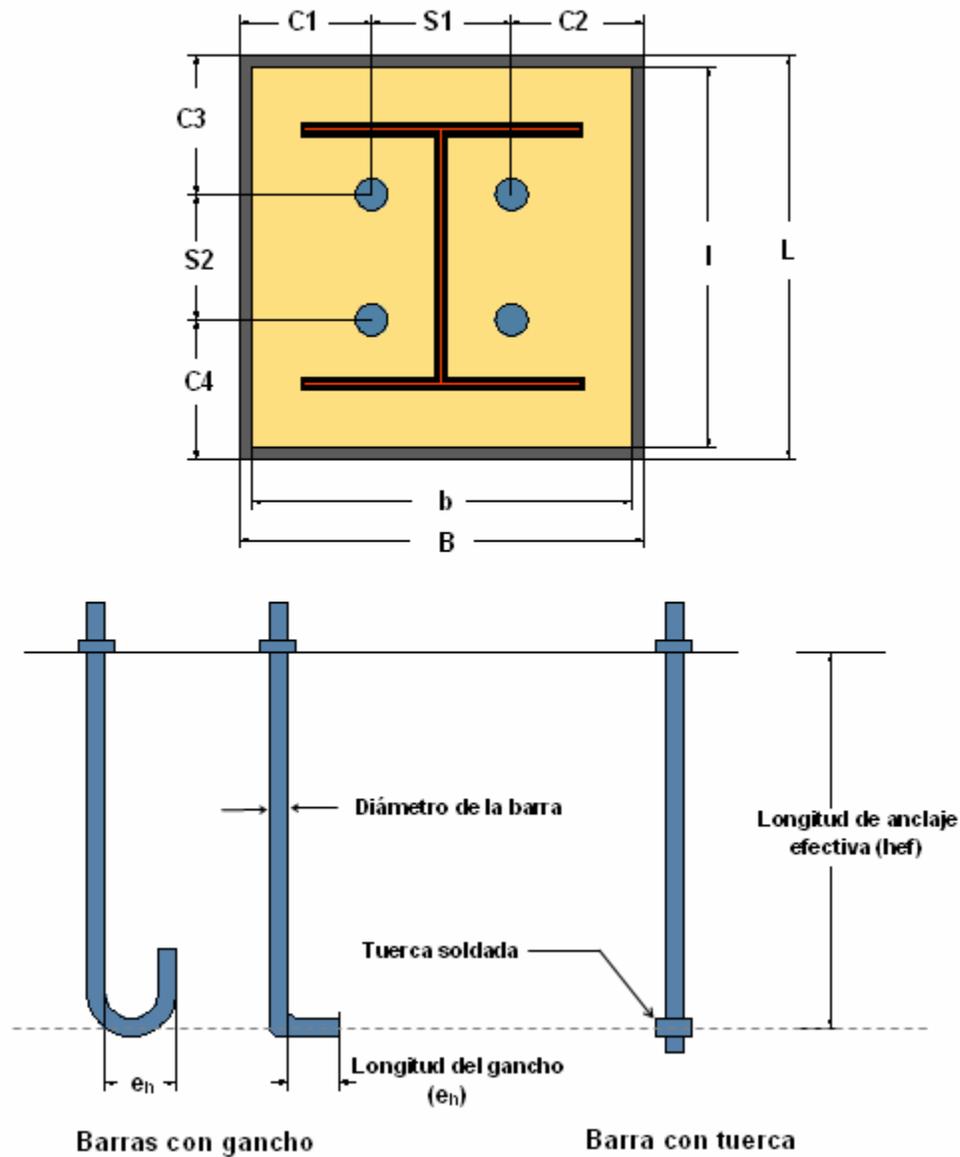


Figura 3-9 Dimensiones características de los sistemas de columna-fundación mostradas en la Tabla 3-4

Tabla 3-4 Características geométricas y de diseño de algunos sistemas de conexión columna-fundación identificados en los planos (López, 2005)

Conexión Tipo	Pedestal		Platina			Configuración barras de anclaje						Barras de anclaje			
	B	L	b	l	t	S1	S2	C1	C2	C3	C4	Φ barra	hef	e_h	Tipo
	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	(in)	
1	16	16	15	15	0.75	5	5	5.5	5.5	5.5	5.5	0.75	17	3	Gr. 36
2	22	22	18	18	1	14	14	4	4	4	4	1	18	0	-
3	22	22	18	18	1.25	14	14	4	4	4	4	1	21	0	-
4	14	16	12	14	0.75	8	6	3	3	5	5	1.125	20	4	Gr. 36

CAPITULO 4

METODOLOGÍA PARA EL DESARROLLO DE CURVAS DE FRAGILIDAD

4.1 Introducción

La metodología de estimación de daño propuesta en esta investigación se conoce como Fragilidad Basada en Componentes o CBF por sus siglas en inglés. Se propone un muestreo aleatorio de variables (demandas y capacidades de los componentes estructurales) con el fin de simular artificialmente el comportamiento de los sistemas bajo estudio. A continuación, mediante la evaluación de la función de confiabilidad se determina si el estado límite definido en la matriz de daño se ha alcanzado. Las curvas de fragilidad por componente que resultan de la implementación computacional de éstas tareas se utilizan como datos de entrada en un algoritmo de combinación y así obtener la fragilidad de varias categorías de edificaciones industriales.

4.2 Descripción general de la metodología propuesta para la estimación de daño

Un análisis basado en curvas de fragilidad, como el propuesto en este trabajo, es menos complejo, más económico y más fácil de comprender para aquellas personas involucradas en el sector de la industria aseguradora (que generalmente no tienen formación en ingeniería), que un análisis de riesgo completo, el cual implica realizar una evaluación detallada de todos los aspectos que se ven afectados durante la ocurrencia de un desastre natural (incluyendo población, medio ambiente y bienes materiales). La

metodología seguida en el desarrollo de curvas de fragilidad para edificaciones industriales se conoce como fragilidad basada en componentes (Component Based Fragility o CBF, por sus siglas en inglés). En un modelo CBF, la estructura se considera como un sistema compuesto por partes individuales (conexiones, láminas de cubierta, etc.), las cuales interactúan entre sí. Se determinan las fragilidades individuales de cada componente por separado y a continuación se obtiene la fragilidad total de la estructura, siguiendo un algoritmo de combinación. Se consideraron cuatro componentes vulnerables de la edificación bajo la acción de vientos intensos de acuerdo con investigaciones que están ampliamente documentadas en la literatura (Rodríguez, *et al.*, 1990; Manning y Nichols, 1991; Sparks y Bhinderwala, 1993; Sparks *et al.*, 1991; Mahendran, 1995; Li y Ellingwood, 2005; López y Godoy, 2005): Sistema de cubierta y fachada en lámina metálica, aberturas en fachadas y la conexión entre las columnas del sistema principal de resistencia y la fundación. La metodología empleada en el transcurso de esta investigación consta básicamente de cinco etapas, las cuales se describen a continuación:

- **Establecer el grupo de edificaciones bajo estudio**

Debido a que no existe un inventario completo de todas las edificaciones industriales en Puerto Rico, se usó una base de datos desarrollada por López (2005) de donde se escogieron 12 edificaciones tipo. Tomando como parámetro de variación tres patrones comunes de espaciamiento entre los tornillos de conexión de las láminas metálicas de cubierta, se generó una población base de 36 unidades. El alcance de esta investigación se limita a estructuras de baja altura (menores a 60 pies) y que tengan forma regular en planta y en altura; la mayoría de edificaciones observadas en el inventario cumplen con estos requisitos. Las tareas llevadas a cabo en esta etapa de la

investigación incluye la determinación de las características geométricas de la edificación que se muestran en la Tabla 4-1, espaciamiento entre elementos secundarios de apoyo, calibre de las láminas de cubierta y fachada, número de paneles por zonas tal y como se definió en la sección 3.2.2, número de tornillos por panel y espaciamiento de los tornillos.

Tabla 4-1 Características geométricas de las edificaciones industriales bajo estudio (López, 2005)

Edificio #	Largo (pies)	Ancho (pies)	Altura (pies)	Ángulo de la cubierta (grados)
1	240	320	29	1.67
2	115	340	36.83	4.76
3	160	570	34.67	4.76
4	225	300	36.25	4.76
5	180	255	32	1.11
6	144	160	38.46	5.95
7	240	320	29	1.67
8	100	200	28	4.76
9	240	360	30	1.19
10	90	120	15.36	2.05
11	180	240	15.5	1.11
12	100	120	20	4.76

- **Generar las demandas mediante simulaciones aleatorias**

Se formó una base de datos con las edificaciones bajo estudio y a cada una de ellas se les asignó un número de clasificación. Para cada velocidad de viento, n número de estructuras se selecciona de la base de datos, algunas de ellas más de una vez y a cada una de ellas se les asigna una dirección de viento. La metodología requiere la generación de demandas (presiones de viento) aleatorias, con el fin de evaluar la resistencia de cada componente vulnerable en una rutina de simulación. La presión de diseño de viento dada por la Ecuación (2-4) es determinística. Para tener en cuenta las incertidumbres en las demandas, se introdujo la Ecuación (4-1) la cual permite generar

diferentes demandas, V para cada edificio analizado a partir de una velocidad de ráfaga de viento de 3 segundos V_o .

$$V = V_o [1 + \zeta COV(V)] \quad (4-1)$$

donde ζ es un número aleatorio que varía entre -1 y 1. El coeficiente de variación $COV(V)$ se tomó como 0.1. Durante la rutina de simulación, las velocidades de viento V_o varían de 50 mph a 250 mph con intervalos de 5 mph. Adicionalmente, la Ecuación (2-4) se modificó en la forma:

$$p = 0.8 \left(q_h \left[(GC_p) - (GC_{pi}) \right] \right) \quad (4-2)$$

El factor 0.8 se adicionó para contrarrestar el factor de seguridad incluido en la norma ASCE 7-05. Los valores de los coeficientes de presión externa GC_p fueron obtenidos dependiendo del tipo de componente (estructural o no estructural), de acuerdo con las definiciones dadas en el método 2 de la norma. El factor GC_{pi} se tomó igual ± 0.18 , correspondiente a una clasificación de cerramiento “cerrada” (Figura 6-5 de la ASCE 7-05), de acuerdo con el porcentaje de aberturas en fachadas obtenido de los planos revisados. En todos los modelos se consideró categoría de exposición C mientras que el factor de direccionalidad K_d , el factor topográfico K_z y el coeficiente de importancia I se supusieron iguales a uno.

- **Evaluar las capacidades resistentes en cada uno de los componentes vulnerables**

Uno de los principales aportes de esta investigación consiste en la evaluación experimental de la capacidad a fatiga en conexiones atornilladas para diferentes configuraciones de cubierta y fachada típicas en Puerto Rico, debido a la falta de evidencia en el comportamiento de dichos sistemas bajo la acción de vientos intensos.

Se llevaron a cabo pruebas a escala real teniendo en cuenta información recopilada de planos de edificaciones existentes en Puerto Rico, tratando de reproducir las prácticas constructivas y de diseño predominantes en el campo. El objetivo es hacer un estimado de la capacidad por conexión en función del espesor del panel metálico. Adicionalmente se consideró una medida de mejoramiento de estos sistemas mediante el uso de arandelas de mayor diámetro. En el Capítulo 5 se provee información detallada de los prototipos de ensayo y los resultados obtenidos.

Las capacidades de los sistemas de conexión columna-fundación fueron calculadas para configuraciones típicas identificadas en planos de construcción; éstas incluyen anclajes de barras con ganchos y con tuercas soldadas, que son usadas comúnmente en edificaciones industriales de Puerto Rico. Teniendo en cuenta la metodología dada por la Norma ACI 318-05, López (2005) evaluó las resistencias bajo esfuerzos axiales y de corte para sistemas de conexión consistentes en columnas apoyadas directamente sobre una zapata o losa de cimentación. Adicionalmente, se propone una metodología para evaluar la capacidad de anclajes en pedestales de concreto reforzado. Para detalles adicionales, referirse a la sección 6.4.1.

Las aberturas en fachadas en edificaciones industriales consta de (1) sistemas de ventanas en vidrio y aluminio y (2) las puertas enrollables (*Roll up doors*). De acuerdo con información histórica limitada se supone que la capacidad de los sistemas de ventanas está controlada por la resistencia a cortante de los tornillos que conectan los marcos de la ventana al sistema de fachada (García, 2007); adicionalmente se considera daño en la placa de vidrio debido a presión uniforme. Un modelo de impacto simple usado por Cope (2004) da la probabilidad de que una ventana sea golpeada y dañada por misiles en el aire durante un huracán. En el caso de las puertas enrollables, se consideran únicamente daños debido a presión uniforme de viento.

- **Definir la matriz de daño**

La matriz de daño propuesta en este trabajo se muestra en la Tabla 4-2; ésta consta de filas y columnas que definen estados de daño y demandas sobre los componentes de la edificación, respectivamente. Es posible definir dos tipos de falla de los componentes: La primera (y más común) es la falla progresiva y se presenta en las aberturas y en los sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica; el segundo tipo de falla es una proposición de tipo “Si” o “No”, como es el caso del sistema de conexión columna fundación y corresponde a la falla de al menos tres pórticos consecutivos (colapso de la estructura). Los límites de daño mostrados en la Tabla 4-2 se limitan a las pérdidas en los componentes estructurales y no estructurales. Los límites correspondientes al sistema de aberturas (Puertas enrollables y ventanas) se calcularon usando un número de aberturas equivalente A_{eq} , ya que el área ocupada por una ventana es mucho menor a la ocupada por una puerta enrollable. El número de ventanas que equivale a un cierto número de puertas V_{eq} , puede expresarse por medio de la ecuación:

$$V_{eq} = \frac{A_v}{A_p}(V) \quad (4-3)$$

donde A_v es el área por ventana, A_p es el área por puerta enrollable y V es el número de ventanas en la edificación. Luego, el número de aberturas equivalente A_{eq} se calcula con:

$$A_{eq} = P + V_{eq} \quad (4-4)$$

donde P representa el número de puertas enrollables en la edificación.

En el Apéndice A de esta tesis se incluyen las curvas de fragilidad resultantes cuando se evalúan los límites propuestos en el programa HAZUS (FEMA, 2003), los cuales consideran daño en los contenidos.

Tabla 4-2 Matriz de daño para edificaciones industriales.

Estado de daño	Falla en paneles de cubierta en lamina metálica	Falla en paneles de fachada en lamina metálica	Falla de aberturas en fachadas	Falla de la conexión columna-fundación
Menor	<5%	<5%	$A_{eq} = 1$ unidad	No
Moderado	5%-15%	5%-30%	$A_{eq} > 1$ unidad y $A_{eq} \leq 33\%$	No
Severo	15%-30%	30%-50%	$A_{eq} > 33\%$ y $A_{eq} \leq 75\%$	No
Total	>30%	>50%	$A_{eq} > 75\%$	Si

- **Obtener las curvas de fragilidad**

Durante el proceso de simulación de daño, para cada velocidad de viento V_o se calcula el estado de daño correspondiente por componente (1 para daño menor, 2 para daño moderado, 3 para daño severo y 4 para daño total) en cada uno de los n edificios evaluados. La Tabla 4-3 muestra un ejemplo de este proceso para un sistema de cubierta, calculado para una velocidad de ráfaga de viento de 3 segundos igual a 150 mph. Las edificaciones mostradas en la Tabla 4-1 representan un pequeño porcentaje del total de edificios industriales existentes en Puerto Rico, por esa razón se generó un inventario artificial que consta de 200 estructuras y así obtener mayor precisión en los resultados. Como puede observarse en la Tabla 4-3, cada uno de los 200 edificios es escogido aleatoriamente de una muestra base de 36 edificaciones, algunos más de una vez. Por ejemplo, los edificios identificados como 2 y 198 corresponden al edificio 25 de la población base.

Tabla 4-3 Desarrollo de curvas de fragilidad

# Edificio	Edificio seleccionado aleatoriamente	Porcentaje de falla de paneles	Estados de daño (E.D)				Estado de daño del edificio
			Menor	Moderado	Severo	Total	
1	31	96.5	1	1	1	1	4
2	25	100.0	1	1	1	1	4
3	35	100.0	1	1	1	1	4
4	6	5.9	1	1	0	0	2
5	14	0.0	0	0	0	0	0
6	7	0.0	0	0	0	0	0
7	16	75.3	1	1	1	1	4
:	:	:	:	:	:	:	:
:	:	:	:	:	:	:	:
197	5	23.0	1	1	1	0	3
198	25	100.0	1	1	1	1	4
199	13	100.0	1	1	1	1	4
200	15	65.6	1	1	1	1	4

$\Sigma(E.D)/200 =$	<u>0.72</u>	<u>0.62</u>	<u>0.47</u>	<u>0.39</u>
---------------------	-------------	-------------	-------------	-------------

Tabla 4-4 Números acumulativos de los estados de daño considerados a diferentes velocidades de viento

V _o (mph)	Fracción acumulada de edificios que experimentaron o excedieron daño			
	Menor	Moderado	Severo	Total
50	0	0	0	0
55	0	0	0	0
:	:	:	:	:
:	:	:	:	:
140	0.63	0.49	0.41	0.28
145	0.69	0.54	0.42	0.34
<u>150</u>	<u>0.72</u>	<u>0.62</u>	<u>0.47</u>	<u>0.39</u>
155	0.79	0.69	0.50	0.42
160	0.82	0.72	0.54	0.45
:	:	:	:	:
:	:	:	:	:
245	1	1	1	0.97
250	1	1	1	0.98

A cada edificio se le asignan varios estados de daño debido a la naturaleza acumulativa de las curvas de fragilidad, es decir, si una edificación presenta estado de daño 4 es contada en los estados menor, moderado, severo y total. Los valores calculados en la última fila de la Tabla 4-3 indican la probabilidad de excedencia de un

determinado estado de daño. Por ejemplo, a una velocidad de 150 mph existe un 72% de probabilidad de alcanzar o exceder daño menor en la población de edificaciones estudiadas. La Tabla 4-3 provee un solo punto de las curvas de fragilidad de cada estado de daño definido. La Tabla 4-4 muestra los resultados obtenidos si el proceso se repite con velocidades de viento V_o entre 50 y 250 mph, escaladas a 5mph. Para mayor claridad, se resaltan los resultados obtenidos en la Tabla 4-3 . A continuación se grafican los números acumulados usando las velocidades de viento V_o en las abscisas y se ajustan los datos a una función de distribución acumulativa Log-normal. La probabilidad P_x de que un cierto nivel de daño ocurra o sea excedido a una velocidad de ráfaga de 3 segundos w está dada por:

$$P_x(w) = \Phi\left(\frac{\ln w - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}}\right) \quad (4-5)$$

Los parámetros estadísticos $\mu_{\ln X} = \mu$ y $\sigma_{\ln X} = \sigma$ se varían hasta que las diferencias al cuadrado entre los valores de la curva de ajuste Log-normal y los datos de la simulación sean mínimos. La función $\Phi(z)$ representa la distribución acumulativa para la variable normal estandarizada z (con $\mu = 1$ y $\sigma = 0$):

$$\Phi(z) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^z \exp\left(-\frac{v^2}{2}\right) dv \quad (4-6)$$

Los parámetros estadísticos $\mu_{\ln X} = \mu$ y $\sigma_{\ln X} = \sigma$ se varían hasta que las diferencias al cuadrado entre los valores de la curva de ajuste Log-normal y los datos de la simulación sean mínimos. La Figura 4-1 muestra el ajuste correspondiente al estado de daño total junto con los parámetros estadísticos que definen la curva.

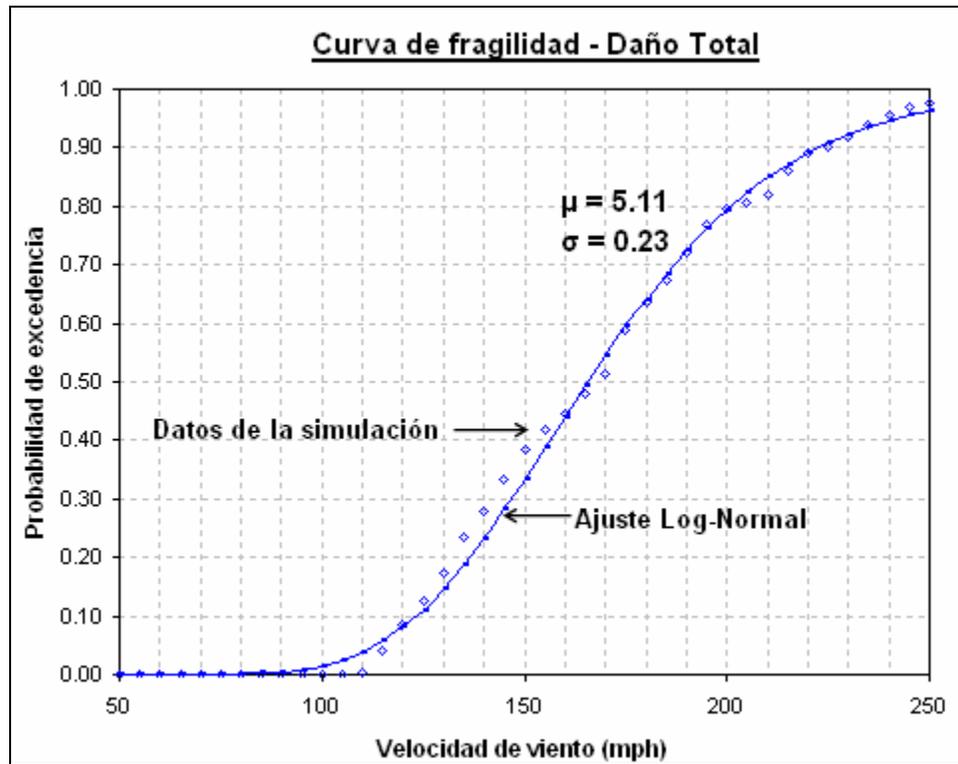


Figura 4-1 Ejemplo de ajuste de datos mediante el uso de una distribución Log-normal

La Figura 4-2 muestra la interpretación de las curvas de fragilidad. Para el sistema representado se observa que el estado de daño total es posible que se presente el 33% de las veces a una velocidad de viento de 150 mph; la probabilidad de tener daño severo es del 15%, 18% de tener daño moderado, 13% de tener daño menor y 21% de no tener ningún daño.

Para obtener la fragilidad del sistema se combinan las fragilidades individuales mediante un algoritmo que asigna igual peso a cada componente, es decir, independientemente de cuál sea el componente que presente el mayor estado de daño, la estructura caerá bajo la misma designación.

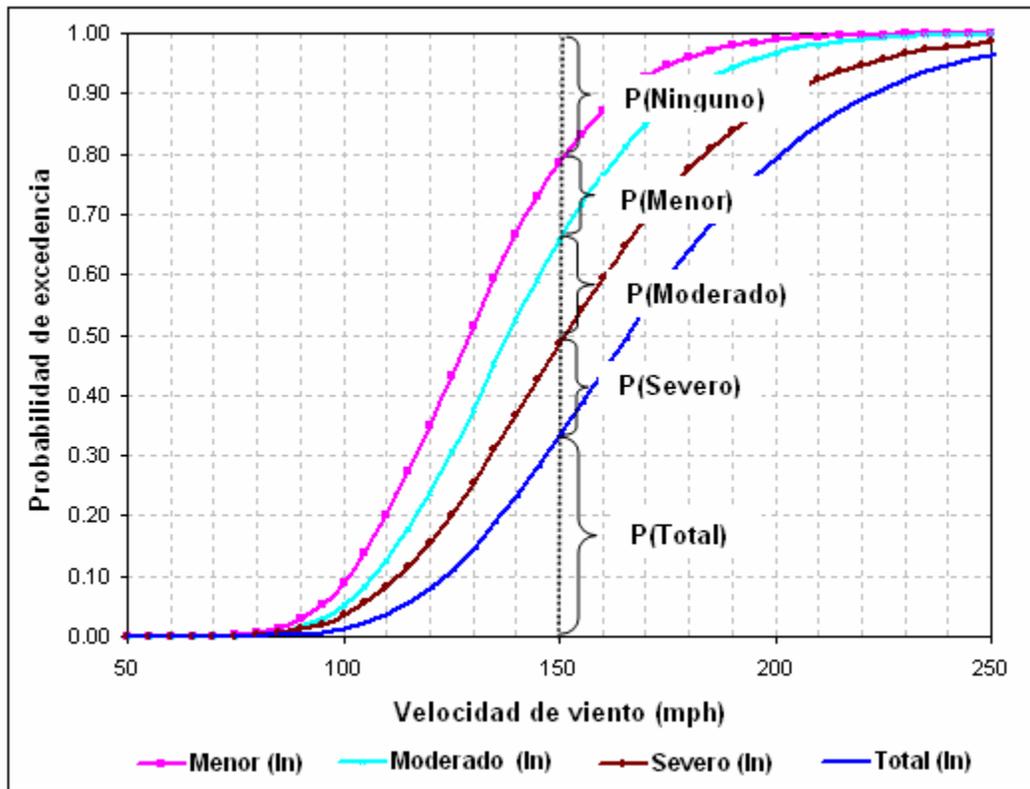


Figura 4-2 Interpretación de curvas de fragilidad

CAPITULO 5

PRUEBAS EXPERIMENTALES DE FATIGA SOBRE LÁMINAS METÁLICAS CON CONEXIONES ATORNILLADAS

5.1 Introducción

Los sistemas livianos con láminas metálicas son ampliamente usados en la construcción de cubiertas de techos en viviendas y edificaciones comerciales e industriales de baja altura a lo largo de Puerto Rico, debido a su alta rigidez lateral, facilidad de instalación y bajo costo. Como se discutió anteriormente, la cubierta de una edificación resulta altamente vulnerable bajo la acción de vientos intensos. Por tal razón se han realizado investigaciones en diferentes lugares del mundo con el objetivo de evaluar el comportamiento experimental de dichos sistemas bajo condiciones simuladas de presión bajo la acción del viento; detalles de dichos estudios se darán a lo largo de este capítulo.

La falta de evidencia acerca del comportamiento de las conexiones atornilladas en sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica con las características encontradas en la región (configuración geométrica de los paneles, elementos y patrones de conexión) hace necesaria la realización de pruebas experimentales para evaluar la resistencia a fatiga y el modo de falla que presentan las conexiones cuando se someten a ciclos de carga y descarga sostenidas de viento. Adicionalmente se analizaron dichos sistemas con un esquema de mejoramiento propuesto. Uno de los aportes de esta investigación consiste en el uso del nuevo protocolo de carga

modificado SIDGERS-5, propuesto inicialmente en una investigación patrocinada por FEMA para estudiar la respuesta dinámica de techos de madera y zinc (Avilés, 2006).

5.2 Investigaciones previas

Los primeros trabajos en los que se discute la posibilidad de daños por fatiga debido a cargas de viento, en láminas metálicas de cubierta fijadas con tornillos, fueron presentados por Morgan y Beck (1977) y Beck y Stevens (1979), quienes llevaron a cabo una serie de pruebas de fatiga para simular el efecto de vientos huracanados y así evaluar la capacidad de láminas de cubierta conectadas con tornillos auto perforantes (*self-drilling*) y autoroscantes (*self-tapping*). Se llegó a la conclusión que la única causa posible de los daños severos durante el Ciclón Tracy ocurrido en Australia en 1974, fue la falla por fatiga en la vecindad de los agujeros de conexión.

Lynn y Stathopoulos (1985) también advirtieron las repercusiones del daño por fatiga inducido por viento en edificaciones de baja altura. Mahendran (1990) realizó ensayos de fatiga en láminas de cubierta tipo “arco-tangente”, variando la longitud de la luz y los elementos de conexión. Esas pruebas se hicieron bajo repeticiones de cargas con amplitud constante, controlando la fuerza de reacción total de los tornillos en el apoyo central.

Ellifritt y Burnette (1990) realizaron pruebas similares en láminas de sección (perfil) trapezoidal. Xu (1995) hizo pruebas sobre tres tipos de láminas metálicas comúnmente usadas en Australia, para evaluar el efecto de cargas cíclicas de amplitud constante y de cargas que simulaban el levantamiento de la cubierta debido a las presiones negativas ejercidas por el viento. Contrario a Mahendran, durante estas pruebas se controló la carga, en lugar de la fuerza de reacción de los tornillos. Se encontró que el comportamiento del sistema depende del perfil de la lámina. También

se investigaron la variación de la fuerza de reacción máxima de los tornillos bajo la carga simulada de viento, durante la etapa de propagación local de grietas y se hizo la predicción de la vida en fatiga de las láminas aplicando la regla de Miner.

Con el propósito de estudiar la capacidad al arrancamiento bajo cargas estáticas de los tornillos de conexión en sistemas metálicos de fachada y cubierta, Mahendran y Tang (1998) realizaron una investigación experimental a escala real y pequeña, en la cual se utilizaron elementos secundarios con espesores de material y límites de fluencia variables, al igual que las propiedades geométricas de los tornillos. Basándose en nuevas pruebas, Mahendran y Mahaarachchi (2002) concluyeron que, bajo las fluctuaciones sostenidas de cargas de succión por viento, la resistencia al arrancamiento de los tornillos se redujo considerablemente para pocos ciclos de carga, y para magnitudes mucho más bajas que su resistencia estática. También observaron que pueden presentarse dos tipos de falla alrededor de los agujeros de conexión. Primero, falla por desgarramiento de la lámina (*pull-through*) debido al hundimiento (*dimpling*) de la lámina en la vecindad de los agujeros de conexión, los cuales permiten que esta se desprenda a través de la cabeza del tornillo. Segundo, falla por arrancamiento del tornillo (*pull-out*) que se produce cuando el tornillo de conexión se desprende del elemento secundario de apoyo al cual se encuentra ajustado. En las pruebas se consideraron elementos secundarios de apoyo de diferentes espesores y grados de acero, variando también el tipo de tornillo, su diámetro y distancia entre cuerdas.

En la actualidad, la mayoría de normas de pruebas para cuantificar el desempeño de sistemas de cubiertas, bajo los efectos de succión por viento, son estáticos. Uno de los ejemplos es la norma FM 4470, desarrollado por la firma norteamericana *Factory Mutual*. En este procedimiento se ejerce presión positiva de aire

sobre la muestra, desde la parte inferior del aparato de prueba. Se comienza con una presión de 30 psf, la cual se mantiene por un minuto y luego se incrementa 15 psf por cada minuto hasta que ocurra la falla o se alcance el nivel deseado. Un nivel FM de “I-número” indica la carga a la cual se suspendió la prueba. Por ejemplo, la clasificación de tormenta I-90 se asigna a especímenes que completaron exitosamente la secuencia de presión de 90 psf. Para correlacionar los resultados a una presión de succión de diseño, se supone un factor de seguridad arbitrario igual a dos, de forma tal que la clasificación I-90 significará que un sistema aprobado deberá soportar una presión de succión de 45 psf. *Underwriters Laboratories*, una organización dedicada a realizar pruebas de productos y establecimiento de normas, desarrolló la norma UL 580, en donde se aplican presiones negativas constantes y oscilantes en la zona superior del sistema y presiones positivas constantes en la parte inferior. El nivel “Clase número” indica la carga en psf para la cual la secuencia de presiones fue completada. Los niveles disponibles son “Clase 15”, “Clase 30”, “Clase 60” o “Clase 90”, las cuales representan presiones de resistencia a succión estáticas nominales de 15, 30, 60 y 90 psf respectivamente. Existen varias normas internacionales para evaluar la fatiga en sistemas de cubierta, tales como el TR440, que fue el primer protocolo de cargas dinámicas desarrollado para sistemas de cubiertas metálicas y nació en el ámbito de las normas regionales de Australia, establecidas por el comité de reconstrucción de Darwin, después del paso del Ciclón Tracy en 1974. El método consiste en aplicar 10,000 ciclos de carga, desde cero hasta la carga de diseño correspondiente al esfuerzo permisible (succión) seguido por una carga de prueba de 1.8 veces la carga de diseño. Se supone que los 10,000 ciclos de carga corresponden a ciclos bajos de fatiga, tal como fue definido por Morgan y Beck (1977). Otra norma australiana, la AS1170.2, definió los ciclos de carga basándose en la presión de viento de diseño del estado límite último Pu,

de forma que $P=Pu/0.9$. Las secuencias de carga son: 8000 ciclos desde cero hasta $0.4P$, 2000 ciclos desde cero hasta $0.5P$, 200 ciclos desde cero hasta $0.65P$ y un ciclo desde cero hasta $1.3P$. La norma europea UEAtc-551 se basó en el procedimiento desarrollado por Gerhardt y Kramer (1986). Este método simula las condiciones reales de viento mejor que las pruebas norteamericanas y como resultado produce mejores estimados de la resistencia real a succión de cubiertas bajo la acción del viento. Las cargas dinámicas de viento se simularon teniendo en cuenta información meteorológica; se usó un período de retorno de cinco años para establecer los ciclos de carga del viento, y así se definió un grupo de 1,415 ráfagas como el porcentaje de cargas asignadas a las conexiones. Tomando una carga máxima de 67.5 libras por tornillo, se aplicaron tres veces las 1415 ráfagas, en forma escalada. Luego, si no hay claridad en el patrón de arrancamiento del tornillo, el sistema es sometido a 200,000 fluctuaciones con una carga de 22.5 lbs por tornillo y una frecuencia que no exceda los 10 Hz. Seguidamente, se repiten las 1,415 ráfagas de carga cíclicas para diferentes escalas de carga máxima por tornillo, 67.5 lbs al comienzo y después con incrementos de 22.5 lbs hasta que ocurra la falla. Una prueba típica UEAtc-551 toma más de un día para completarse. Este procedimiento es demasiado lento, comparado con FM 4470 el cual toma menos de 10 minutos para un nivel I-120.

El NBI 162-90 es otra de las normas europeas, establecida por el *Instituto Noruego de Investigación en Construcción* (NBI), junto con participantes de otros países escandinavos. Al igual que UEAtc-551, es un procedimiento de prueba dinámico. El espécimen se ubica entre dos cajas, una superior y otra inferior, de las cuales consta el aparato de prueba. La caja inferior aplica una succión estática de 2.1 psf y la caja superior aplica succión pulsante en forma de ráfagas cada 15 segundos durante una

hora. La intensidad de las ráfagas se incrementa 4.2 psf entre intervalos de carga hasta que el sistema falle.

En otras investigaciones llevadas a cabo en la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, se han realizado pruebas a escala real para analizar las fallas inducidas por viento en láminas metálicas de cubierta usadas comúnmente en edificaciones de Puerto Rico. Figueroa (1996) realizó un estudio experimental de la capacidad a cargas cíclicas de láminas metálicas tipo B con conexiones en los valles, las cuales eran utilizadas típicamente en los sistemas de cubierta de los edificios industriales en Puerto Rico antes del paso del Huracán Hugo en 1989. En las pruebas experimentales se utilizaron modelos a escala real de dos luces, de acuerdo con la práctica constructiva utilizada en esa época (7.5 pies), tornillos de conexión auto perforantes (*self-drilling*), diferentes patrones de conexión en los apoyos externos e interior (valles sucesivos e intercalados), y el número y patrón de los ciclos de carga aplicados. Se examinaron cuatro tipos de falla durante las pruebas y se propuso una formulación para tener en cuenta el comportamiento dinámico bajo ciclos de fatiga altos y bajos. Los resultados mostraron que hay una reducción del 60% de la capacidad a carga estática, en ciclos de carga altos.

Por su parte, Avilés (2006) propone el uso de un protocolo de cargas dinámicas desarrollado recientemente por SIDGERS (Special Interest Group for the Dynamic Evaluation of Roofing Systems) (Baskaran *et al.* 1999) de Canadá, el cual fue diseñado para evaluar el comportamiento de membranas de Poli cloruro de vinilo (PVC) y Caucho de Etileno Propileno Dieno (EPDM) usadas como impermeabilizantes en láminas de techo. El procedimiento, esquematizado en la Figura 5-1, incluye ocho secuencias de carga (que representan ráfagas de viento), a las cuales se somete la cubierta. Las secuencias de carga están agrupadas en cinco niveles diferentes (Niveles A hasta E).

Existen dos grupos de ciclos con los cuales se realiza cada nivel de la prueba: Ciclos del grupo 1, que representan la succión simulada inducida por viento sobre el sistema de cubierta y los ciclos del grupo 2, que simulan los efectos de las fluctuaciones exteriores del viento combinadas con la presión constante interior sobre la edificación. Cada grupo consiste de cuatro secuencias de cargas en las cuales los niveles de presión se alternan entre cero y una presión fija.

De acuerdo con el protocolo SIDGERS, cada una de las secuencias se aplica con una presión que es un porcentaje de la presión de viento de diseño estipulada por códigos y normas de edificación para un tipo de estructura dado y una localización en particular, comenzando con presiones bajas e incrementándolas una vez se cambie de nivel. Por ejemplo, la prueba en el nivel A incluye una secuencia de 400 ciclos (ráfagas) al 25% de la velocidad de viento de diseño, otra secuencia de 700 ciclos al 50% de la velocidad de viento de diseño y así sucesivamente, hasta completar 2200 ciclos. Si una muestra puede completar todos los cinco niveles, se puede alcanzar una clasificación dos veces mayor que la usada en el nivel A. La principal ventaja de SIDGERS respecto a los protocolos de carga antes mencionados radica en su economía, ya que con una sola muestra se pueden alcanzar varias clasificaciones.

Las pruebas iniciales realizadas por Avilés mostraron la necesidad de mantener un número de ciclos bajos de fatiga de 10000, para ser consistentes con el protocolo TR440 (que ha probado ser adecuado en la medición del comportamiento de los paneles metálicos). La solución propuesta y verificada después, dió origen a un protocolo de carga modificado, que se conoce como SIDGERS-5 (Avilés, 2006). Este consiste en multiplicar el número de ciclos en el protocolo SIDGERS original (Baskaran *et al.* 1999) en todos los niveles por cinco, es decir, el Nivel A pasa de 2200 a 11000, el Nivel B de 1100 a 5500 y así sucesivamente. Así, si una muestra completa el nivel A se

le asigna una clasificación de P correspondiente al primer nivel. Si la misma muestra completa ahora el nivel B se le asigna una clasificación de 1.25P.

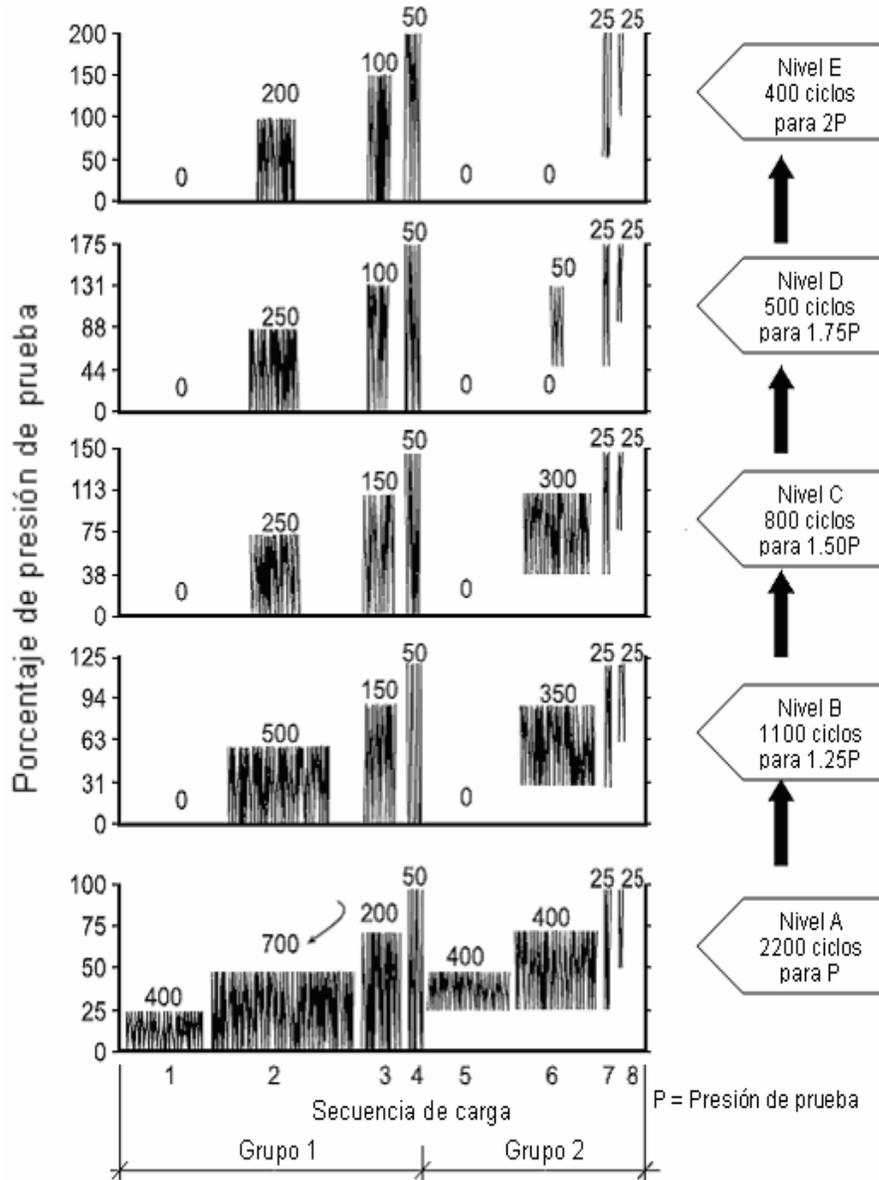


Figura 5-1 Protocolo dinámico propuesto por SIDGERS (Modificado de Baskaran *et al.*, 1999)

El protocolo SIDGERS-5 será empleado en ésta investigación para evaluar la capacidad de diferentes tipos de conexiones atornilladas en paneles metálicos, ya que

ha demostrado ser efectivo en la simulación de los efectos producidos por viento en sistemas de cubierta.

5.3 Selección y diseño de especímenes de prueba

En la práctica, los sistemas de cubierta y fachada son montajes de varias luces con empalmes entre paneles metálicos. Investigaciones previas (Mahaarachchi y Mahendran, 2004) han mostrado que el uso de especímenes de dos luces con apoyos simples y uno o dos paneles de ancho es adecuado cuando se simula el comportamiento real, ya sea en el laboratorio o mediante modelos analíticos. Teniendo en cuenta lo anterior, se optó por el uso de prototipos de prueba que constan de un panel metálico de 3 pies de ancho por 11 pies de largo, fijado con tornillos auto perforantes a tres columnas W12 x 19 y separadas entre sí a intervalos de 5 pies, de acuerdo con información recopilada mediante la inspección de planos de construcción. Un prototipo de prueba empleado en la rutina experimental se observa en la Figura 5-2 .

Los paneles están disponibles comercialmente en una amplia gama de configuraciones y calibres; en el transcurso de esta investigación se usaron paneles metálicos suministrados por un fabricante local (Matcor, 2007). Se evaluó el desempeño de la configuración denominada Tipo B, que es una de las más utilizadas en la construcción de cubiertas. Esta viene disponible en calibres 18, 20 y 22, fabricada de acero galvanizado Grado 90, es decir, con un recubrimiento de 90 onzas / ft² y un límite de fluencia de 33 ksi. También se estudió una configuración denominada Tipo E, para tener en cuenta láminas de espesor menor (Calibre 24). La Tabla 3-2 muestra el espesor equivalente en pulgadas de cada uno de los calibres. En el Apéndice B de esta tesis se muestran en detalle las características mecánicas y geométricas de los paneles metálicos usados.

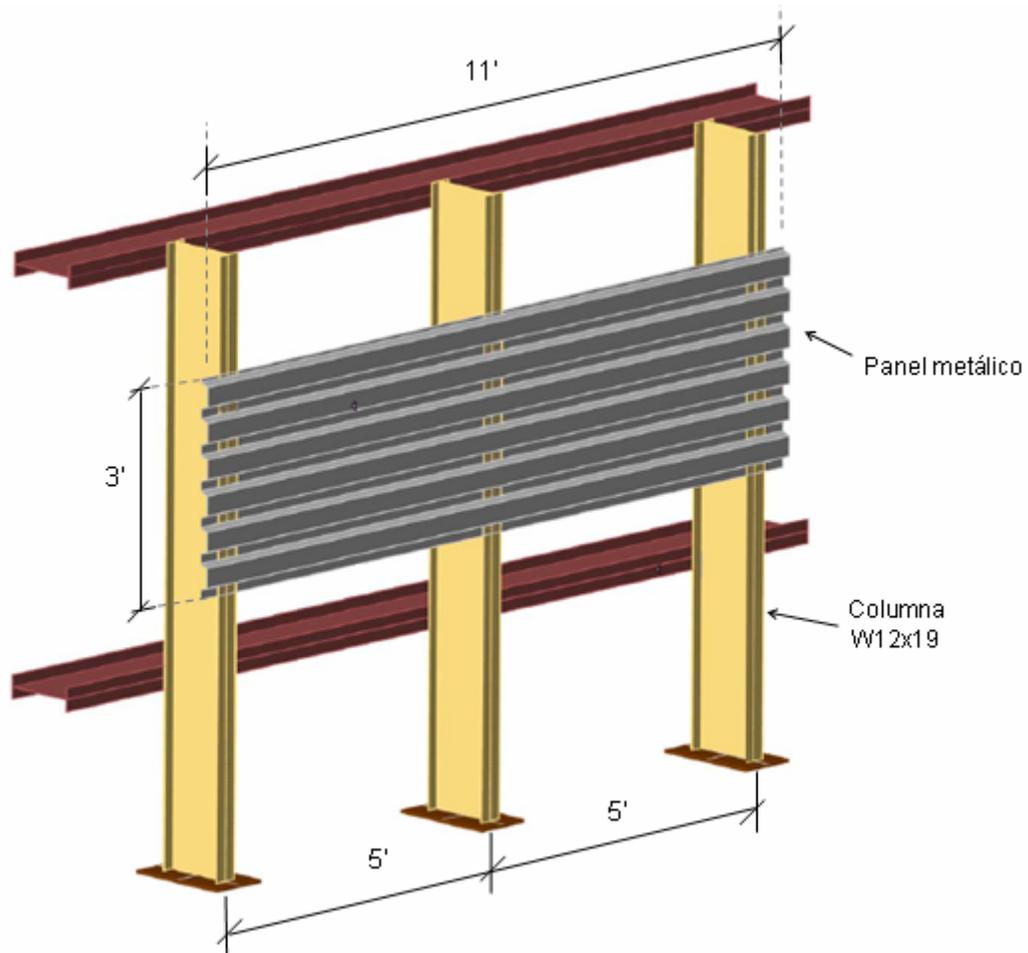


Figura 5-2 Esquema de un prototipo de prueba

Las conexiones de las láminas se hacen por medio de tornillos auto perforantes N12 x 7/8" variando la zona y el patrón de conexión. Las prácticas constructivas en Puerto Rico muestran una preferencia por el uso de sistemas con conexiones atornilladas en los valles de la lámina, siguiendo un patrón sucesivo (Figura 5-3) o intercalado, con un espaciamiento entre tornillos de 6 pulgadas o 12 pulgadas respectivamente. También existe la posibilidad de encontrar sistemas con conexiones en las crestas de la lámina; esta práctica constructiva resulta más conveniente en términos de drenaje, especialmente en la zona de cubierta (ver Figura 5-4).

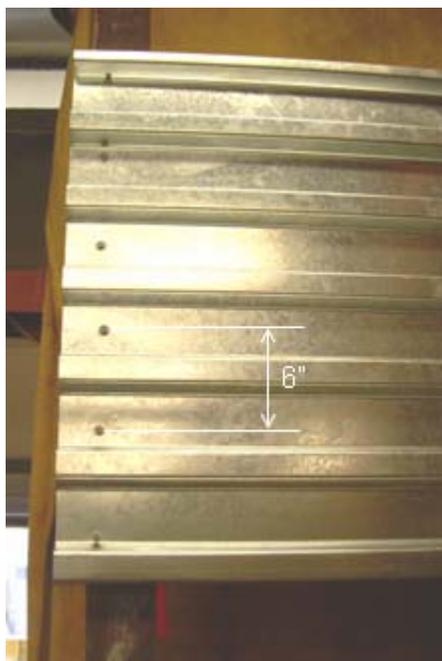


Figura 5-3 Especimen de prueba con conexiones en valles sucesivos



Figura 5-4 Especimen de prueba con conexiones en las crestas de la lámina

Durante el proceso de instalación de los tornillos se tomaron algunas precauciones especiales: (1) los tornillos deben apretarse justo hasta que las arandelas de neopreno lo permitan, para evitar que ocurra pandeo local en la lámina; (2) en el caso de conexiones en las crestas se deben pre-taladrar los agujeros para garantizar el menor daño posible en la lámina y (3) se debe asegurar que durante la instalación del tornillo, su eje longitudinal permanezca perpendicular al plano de la lámina.

La alternativa de mejoramiento propuesta en sistemas convencionales con conexiones en los valles consiste en incrementar el área de conexión entre la cabeza del tornillo y la lámina metálica mediante la adición de arandelas, las cuales se observan en detalle en la Figura 5-5. De esta forma es posible contrarrestar las concentraciones de esfuerzos en los agujeros de conexión, que están directamente relacionados con la aparición de uno de los mecanismos de falla típicos en este tipo de sistemas y que se caracteriza por el desgarramiento (*pull-through*) de la lámina metálica. Las arandelas utilizadas tienen un diámetro interno de 3/8 de pulgada y un diámetro externo de 1½ pulgadas; éstas se colocan debajo de las arandelas de neopreno que vienen incluidas con los tornillos y se usan tantas como el patrón de conexión lo requiera.

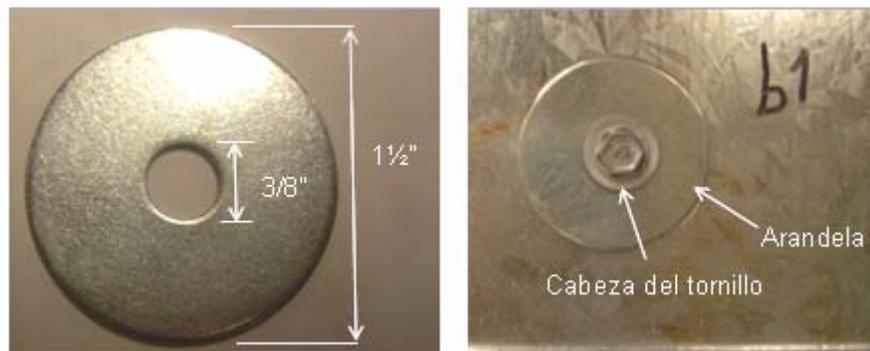


Figura 5-5 Detalles de la arandela (izquierda) y la conexión mejorada (derecha)

5.4 Descripción del equipo de prueba

Con el fin de simular las presiones de viento actuantes sobre los especímenes de prueba, se usó el aparato de carga disponible en el Laboratorio de Ingeniería Estructural del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura de la UPRM que consiste en un pórtico de soporte de una luz, el cual soporta dos vigas de acero W6x12. La posición de las vigas puede ajustarse dependiendo de las necesidades de ensayo. Con el fin de proveer apoyo a los especímenes de prueba se requirieron tres columnas

adicionales de acero W12x19, que se fijaron a las dos vigas por medio de pernos de alta resistencia; una placa de acero de ½ pulgada de espesor y que a su vez se conecta al piso por medio de dos pernos de anclaje, fue soldada a la base de cada una de las columnas para transferir principalmente las fuerzas cortantes generadas durante el ensayo (Figura 5-6).



Figura 5-6 Sistema de anclaje columna-piso

El pórtico de acero cuenta con arriostramientos laterales fuera de su plano para evitar movimientos excesivos durante la prueba. Una columna corta en el centro del pórtico principal provee soporte vertical adicional a las vigas; la placa de carga ubicada en la parte trasera es soportada por un mecanismo de rieles en cada lado, que a su vez descansa sobre un pórtico auxiliar. Una distribución uniforme de las cargas del gato hidráulico a los prototipos de prueba se logra por medio de doce bolsas de aire cúbicas fabricadas con vinilo, las cuales se ubican entre la placa de carga y el panel metálico.

Las bolsas de aire están protegidas con capas de cinta adhesiva y cinta de refuerzo para garantizar que resistan punción durante la prueba y se adhieren al panel metálico por medio de cintas de Velcro® (Figura 5-7).



Bolsa de
aire

Columna
W12x19

(a)



(b)

Figura 5-7 Vista lateral (a) y frontal (b) de un espécimen de prueba

Para generar la carga, se usó un actuador de carga hidráulico MTS con un generador de funciones digital para simular el efecto de la carga de succión generada por el viento como una función sinusoidal. El actuador es capaz de aplicar una carga

máxima de 36 kips y un desplazamiento máximo de 10 pulgadas; con el fin de proteger la integridad del pórtico de prueba los especímenes estuvieron sometidos a cargas que no superaron los 6 kips. En la Figura 5-8 se muestra una representación esquemática del montaje utilizado.

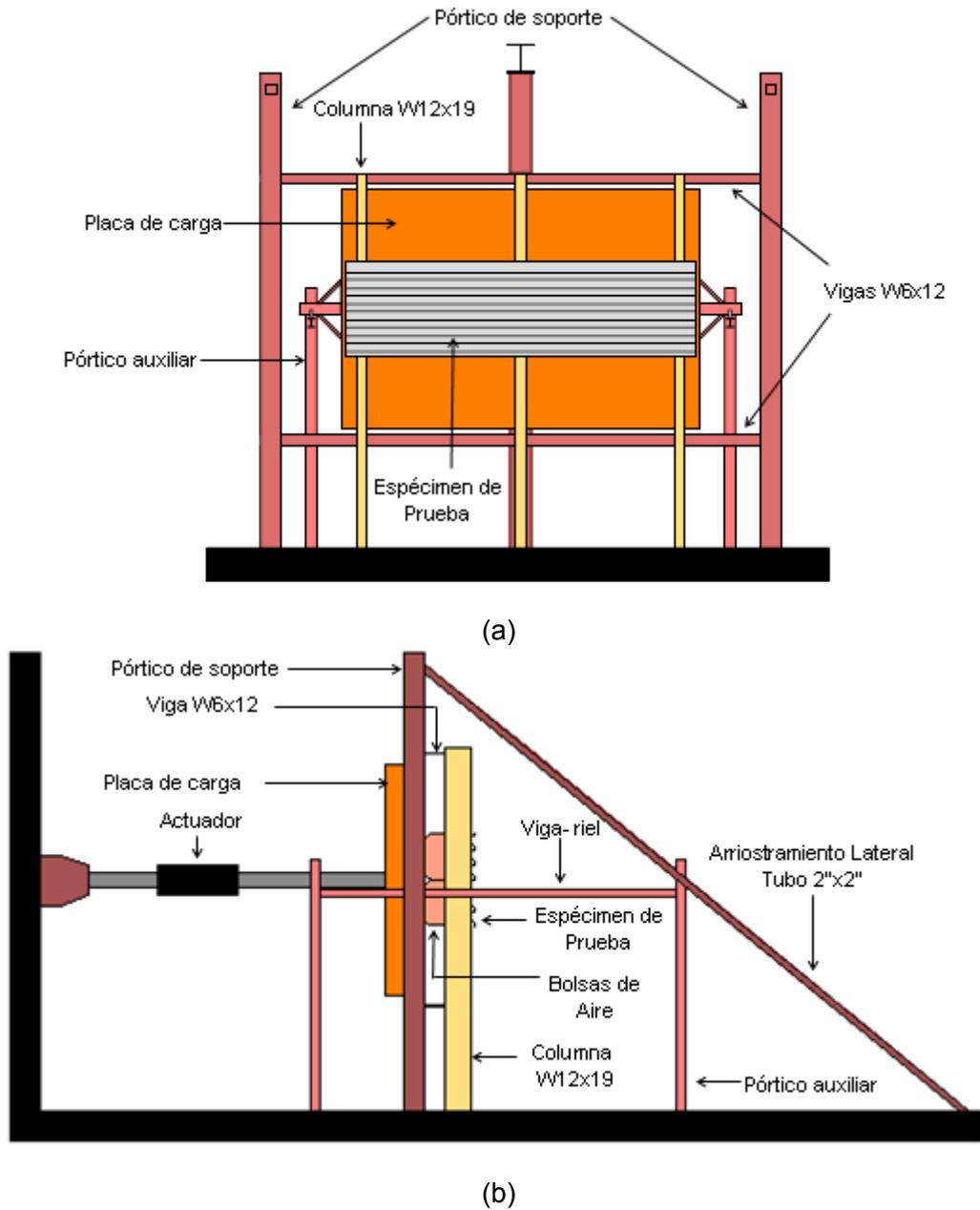


Figura 5-8 Vista frontal (a) y lateral (b) del aparato de prueba

5.5 Resultados experimentales

La rutina experimental propuesta contempla la evaluación de tres prototipos de ensayo (sistemas convencionales, no convencionales y mejorados). En total se probaron 20 especímenes a escala real, bajo el nuevo protocolo de carga SIDGERS-5 propuesto por Avilés (2006). Los resultados de cada prueba se presentan a lo largo de esta sección.

5.5.1 Definición de falla

Las fallas por desgarramiento de la lámina metálica (*pull-through*) debido a la aparición y propagación de grietas por fatiga (longitudinales y en forma de diamante) en la vecindad de los agujeros de conexión, fue el modo de falla predominante durante las pruebas realizadas (ver Figura 5-9); se presenta en las conexiones ubicadas en el apoyo central ya que la fuerza de reacción en un apoyo es directamente proporcional a su área aferente. Debido a la necesidad de proteger el aparato de prueba, así como de mantener la uniformidad de la carga aplicada, los especímenes se probaron hasta un punto en donde al menos tres conexiones del apoyo central fallen. Generalmente a este nivel los tornillos restantes no son capaces de soportar las cargas adicionales que son transferidas por la pérdida de las primeras conexiones. En algunos casos podría considerarse llevar a falla la totalidad de las conexiones siempre y cuando el nivel de cargas SIDGERS-5 en el ensayo lo permita. Además, si es posible, continuar con la prueba hasta el final del nivel correspondiente.



(a)



(b)



(c)

Figura 5-9 Ejemplos de modos de falla: (a) Conexión en valles; (b) Conexión en las crestas y (c) Conexión en valles mejorada

5.5.2 Resultados para sistemas convencionales con conexiones en los valles (S1)

Este tipo de sistema es el más comúnmente usado en edificaciones industriales en Puerto Rico y cumple con los requisitos mínimos de diseño. Una descripción detallada de estos sistemas se presentó en el Capítulo 3. Los prototipos estudiados varían en el tipo de lámina utilizada y el espaciamiento entre tornillos. A lo largo de esta sección se presentan los resultados obtenidos en cada uno de los nueve especímenes

ensayados. La Figura 5-10 muestra un ejemplo de un espécimen de prueba convencional.



(a)



(b)

Figura 5-10 (a) Especimen de prueba con conexión en los valles de la lámina y (b) Detalle de una conexión.

- **Especimen 1**

En el primer espécimen se usó una lámina tipo B calibre 22, con conexiones en valles intercalados, es decir, con espaciamiento entre tornillos igual a 12 pulgadas. Se usaron cuatro tornillos en cada uno de los tres apoyos, para un total de doce tornillos por panel. La carga de prueba se fijó igual a 3 kips. La primera falla se presentó en el

subnivel A-2 de SIDGERS-5, con una carga de 1.5 kips. Luego se presentó falla de las tres conexiones restantes, en el subnivel A-3, al cual le corresponde una carga de 2.25 kips, de tal forma que la resistencia por conexión es igual a 281 lbs y que resulta de dividir la reacción en el apoyo central por el respectivo número de tornillos. Debido que el espécimen no pasó el primer nivel de carga, se decidió reducir la carga de prueba para las pruebas subsiguientes, de forma que puedan obtenerse clasificaciones más refinadas disminuyendo las diferencias entre niveles de carga consecutivos

- **Especimen 2**

Corresponde a una lámina tipo B calibre 22 con conexiones en valles sucesivos, es decir, con espaciamiento entre tornillos igual a 6 pulgadas. Se usaron seis tornillos en cada uno de los tres apoyos, para un total de 18 tornillos por panel. La carga de prueba se fijó igual a 2 kips. La aparición de grietas en B-2 conllevan a la primera falla en el panel, justo al iniciarse el subnivel B-4. Se contabilizaron dos fallas adicionales consecutivas en C-4 correspondiente a una carga máxima de 3 kips, mientras que las conexiones restantes fallaron entre los subniveles D-3 y D-4. Debido a que el espécimen no pasó el nivel D, se le asignó una clasificación final igual a 3 kips, para una resistencia por conexión igual a 250 lbs que resulta equiparable al valor obtenido en la primera prueba.

- **Especimen 3**

Corresponde a un ensayo de verificación de la prueba 2. Se usó la misma carga de prueba de 2 kips. Mientras se aplicaba D-4, se presentó la falla de 5 conexiones y en D-6 falló la conexión restante. Debido a que el espécimen no pasó el nivel D, se le asignó una clasificación final igual a 3 kips, para una resistencia por conexión igual a 250 lb.

- **Especimen 4**

Corresponde a un ensayo de verificación de la prueba 1. Se usó una carga de prueba de 1 kip. Las dos primeras fallas se presentaron en F-3 y las dos restantes en F-4. Debido a que el espécimen no pasó el nivel F, se le asignó una clasificación final de 2 kips, para una resistencia por conexión igual a 250 lbs.

- **Especimen 13**

Corresponde a una lámina tipo B calibre 18 con conexiones en valles intercalados, esto con el fin de disminuir la magnitud de la carga de falla y así proteger la integridad del equipo de prueba. Se usaron cuatro tornillos por apoyo, para un total de doce tornillos por panel. La carga de prueba se fijó igual a 1.5 kips. Se contabilizaron dos fallas simultáneas en E-4 y dos fallas más entre F-3 y F-4, con una carga máxima de 3.75 kips. Al no superarse el nivel F, se asignó un clasificación de 3.0 kips, equivalente a una resistencia por conexión igual a 375 lbs.

- **Especimen 14**

Es básicamente un ensayo de verificación de la prueba 14. La carga de prueba se fijó igual a 1.5 kips. Se presentó falla simultánea de dos conexiones al finalizar el nivel E, mientras que las dos restantes se registraron en F-4. Se asignó una clasificación de 3 kips, que corresponde a una resistencia por conexión de 375 lbs.

- **Especimen 15**

Corresponde a una lámina tipo B calibre 20 con conexiones en valles intercalados. Se usaron cuatro tornillos en cada uno de los tres apoyos, para un total de doce tornillos por panel. La carga de prueba se fijó igual a 1.5 kips. Durante el nivel C se registraron tres fallas, mientras que la conexión restante falló en D-4. Se asignó un

clasificación igual a 2.25 kips, que equivale a una resistencia por conexión igual a 281 lbs.

- **Especimen 16**

Corresponde a un ensayo de verificación de la prueba 15. Se usó una carga de prueba de 1.5 kips. Las dos primeras fallas se presentaron en C-4 y las dos restantes en D-3. Debido a que el espécimen no pasó el nivel D, se le asignó un clasificación igual a 2.25 kips, para una resistencia por conexión igual a 281 lbs.

- **Especimen 23**

Corresponde a una lámina Tipo E calibre 24 con conexiones en valles sucesivos. Se usaron seis tornillos en cada uno de los tres apoyos, para un total de dieciocho tornillos por panel. Se usó una carga de prueba igual a 1.5 kips. Durante el nivel C se registraron tres fallas, mientras que la conexión restante falló en D-4. Se asignó un clasificación igual a 2.25 kips, que equivale a una resistencia por conexión igual a 188 lbs.

5.5.3 Resultados para sistemas convencionales con conexiones en las crestas (S2)

Como se mencionó anteriormente, en la base de datos no se especifican sistemas con conexiones en las crestas de la lámina. Existe la posibilidad de encontrar en Puerto Rico edificaciones que empleen estos sistemas por lo cual se decidió probar algunos especímenes; los resultados obtenidos se muestran a continuación. Esta práctica constructiva resulta más conveniente en términos de drenaje, especialmente en la zona de cubierta. Los prototipos estudiados varían en el tipo de lámina y el espaciamiento entre tornillos. La Figura 5-11 muestra un espécimen de prueba.



(a)



(b)

Figura 5-11 (a) Especimen de prueba con conexión en las crestas de la lámina y (b) Detalle de una conexión.

- **Especimen 19**

Corresponde a una lámina tipo B de calibre 18 con conexiones sucesivas y cinco tornillos por apoyo, para un total de quince tornillos por panel. La carga de prueba se fijó igual a 1 kip. Se contabilizaron dos fallas en el nivel K y se continuó probando hasta el nivel N sin registro de fallas adicionales. Se decidió suspender la prueba en este punto

para proteger la integridad del equipo de prueba. El valor de la carga en el nivel de N fue de 4.25 kips, con lo cual se espera una resistencia mínima de 425 lbs por conexión.

- **Especimen 20**

Corresponde a una lámina tipo B de calibre 20 con conexiones intercaladas y tres tornillos por apoyo, para un total de nueve tornillos por panel. La carga de prueba se fijó igual a 1.2 kips. Se presenta la primera falla en D-3 y las dos restantes entre G-3 y G-4. Se asignó una clasificación de 2.7 kips, que equivale a una resistencia por conexión igual a 450 lbs.

- **Especimen 21**

Corresponde a una lámina tipo B de calibre 22 con conexiones intercaladas y tres tornillos por apoyo, para un total de nueve tornillos por panel. La carga de prueba se fijó igual a 1.2 kips. Se presenta la primera falla en el subnivel D-3 y las dos restantes entre E-3 y E-4, para una clasificación de 2.1 kips; esto equivale a una resistencia por conexión igual a 350 lbs.

- **Especimen 24**

Es un ensayo de verificación de la prueba 19, pero esta vez se usó un espaciamiento entre tornillos de 12". De esta forma se induce la falla con amplitudes de carga menores. Se inició el ensayo con una carga de prueba igual a 1.2 kips, sin registrarse fallas en los primeros seis niveles. Se presenta la primera falla en el subnivel G-4 y las dos conexiones restantes fallaron en H-4. La clasificación obtenida fue de 3.0 kips, la cual corresponde a una resistencia por conexión igual a 500 lbs.

- **Especimen 27**

Corresponde a una lámina tipo E de calibre 24 con conexiones sucesivas y cuatro tornillos por apoyo, para un total de doce tornillos por panel. La carga de prueba

se fijó igual a 1 kip. Se presentan dos fallas en el subnivel D-4 y las dos restantes en E-3, para una clasificación de 1.75 kips; esto equivale a una resistencia por conexión igual a 219 lbs.

5.5.4 Resultados para sistemas mejorados con conexiones en los valles (S3)

Mediante la evaluación experimental de prototipos mejorados es posible cuantificar los beneficios potenciales de la alternativa de mejoramiento propuesta y evaluar su impacto en el desempeño de la edificación bajo diversos escenarios de daño. La Figura 5-12 muestra un ejemplo de uno de los prototipos de ensayo. En total se probaron seis especímenes, variando el tipo de lámina y su patrón de espaciamiento. Los resultados de cada una de las pruebas se presentan a lo largo de esta sección.

- **Especimen 5**

En el primer espécimen se usó una lámina tipo B de calibre 22, con conexiones en valles sucesivos. Se usaron seis tornillos en cada uno de los tres apoyos, para un total de dieciocho tornillos por panel e igual número de arandelas. La carga de prueba inicial se fijó igual a 2 kips. Se presentaron dos fallas al alcanzarse el nivel H, con una carga máxima de 5.5 kips. La falla de las cuatro conexiones restantes, entre I-3 e I-4, produjeron pandeo localizado en algunas de las crestas de la lámina, debido al incremento de los esfuerzos de flexión. A este espécimen se le asignó una clasificación final igual a 5.5 kips, para una resistencia por conexión igual a 458 lb.

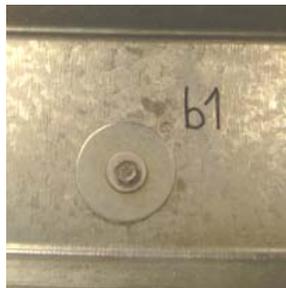
- **Especimen 6**

Corresponde a una lámina tipo B de calibre 22 y con conexiones en valles intercalados, es decir, cuatro conexiones por apoyo y doce por panel. La carga de prueba se fijó igual a 2 kips. Se produjo la falla de todas las conexiones entre F-3 y F-8,

con una clasificación de 4 kips. La resistencia por conexión resultó igual a 500 lbs, que es equiparable a la obtenida con el espécimen 5.



(a)



(b)

Figura 5-12 (a) Especimen de prueba con conexión en las crestas de la lámina y (b) Detalle de una conexión.

- **Especimen 17**

Corresponde a una lámina tipo B de calibre 20 con conexiones en valles intercalados, es decir, cuatro conexiones por apoyo y doce por panel. La carga de prueba se fijó igual a 1.5 kips. Una vez se alcanzó I-4, falla la primera conexión y las

dos restantes fallan entre J-3 y J-4. Por tal razón se le asigna una clasificación de 4.5 kips, equivalente a una resistencia por conexión igual a 563 lbs.

- **Especimen 18**

Corresponde a una lámina tipo B de calibre 18 y con conexiones en valles intercalados para inducir falla a niveles de carga más bajos. Este espécimen corresponde a la configuración de mejor desempeño ya que se trata del panel de mayor espesor en combinación con las arandelas de mejoramiento. La carga de prueba se fijó igual a 2.5 kips. En el nivel E se presentaron grietas visibles en una de las conexiones; se continuó con la prueba hasta finalizar el nivel G sin registrarse ninguna falla. Se decidió finalizar la prueba en este punto debido a que los desplazamientos de la placa de carga asociados con las fuerzas aplicadas eran excesivos y podrían comprometer la seguridad del equipo de prueba. El valor de las cargas correspondientes al nivel G fue de 5.63 kips, con lo cual se espera una resistencia por conexión superior a las 703 lbs.

- **Especimen 25**

Corresponde a una lámina tipo E de calibre 24 con conexiones en valles intercalados (tres conexiones por apoyo y doce por panel). Se fijó una carga de prueba igual a 1.2 kips. Se registro la primera falla en E-3, mientras que las dos restantes fallaron en F-3 y F-4. Con la clasificación correspondiente de 2.4 kips se obtiene una resistencia por conexión igual a 400 lbs.

- **Especimen 26**

Es un ensayo de verificación del espécimen 25, a diferencia que se usaron 4 conexiones por apoyo; la carga de prueba se fijó igual a 1.2 kips. Las dos primeras fallas se presentaron en los subniveles F-4 y F-5. Una tercera falla se presentó en G-3, punto en el cual se decidió finalizar el ensayo. La clasificación asignada es de 3 kips, que corresponde a una resistencia por conexión igual a 375 lbs.

5.6 Discusión de resultados experimentales y conclusiones

En general las pruebas realizadas sobre especímenes similares arrojaron resultados bastante similares, con porcentajes de diferencia en resistencia que no superan el 5% y en cuyo caso se escoge el valor de resistencia más bajo. El modo de falla observado en todas las configuraciones ensayadas corresponde a desgarramiento de la lámina metálica debido a la propagación de grietas por fatiga (longitudinales y en forma de diamante) en la vecindad de los agujeros de conexión. La alternativa de mejoramiento propuesta S3 provee un incremento considerable en el desempeño de las conexiones cuya resistencia varía entre 175 y 200% de la obtenida en sistemas convencionales S1. La Tabla 5-3 muestra el resumen de resultados obtenidos.

La Figura 5-13 muestra la variación de las resistencias por tipo de conexión obtenidas en los ensayos, como una función del espesor de la lámina. Como puede observarse en la gráfica, no fue posible obtener un valor de resistencia en el caso de los sistemas S3 de calibre 18, esto debido a que el nivel de cargas para inducir falla era demasiado alto y podía comprometer la estabilidad del equipo de prueba. Este valor faltante al igual que las resistencias correspondientes a especímenes S-1, S-2 y S-3 de calibre 26, fueron obtenidos por extrapolación de datos.

En cada uno de los prototipos estudiados se realizaron regresiones polinómicas de la forma $F = At^3 + Bt^2 + C$, en donde F representa la resistencia a fatiga de la conexión en libras y t es el espesor de la lámina en pulgadas; las gráficas correspondientes se observan en la Figura 5-14. Los coeficientes de correlación al cuadrado R^2 obtenidos son mayores a 0.99, lo que indica buenos ajustes respecto al tipo de regresión propuesta. Los valores de los coeficientes A , B , C y R^2 se listan en

la Tabla 5-1. Teniendo en cuenta las ecuaciones de regresión de cada uno de los prototipos estudiados, se procede a la extrapolación de las resistencias faltantes (ver Figura 5-14).

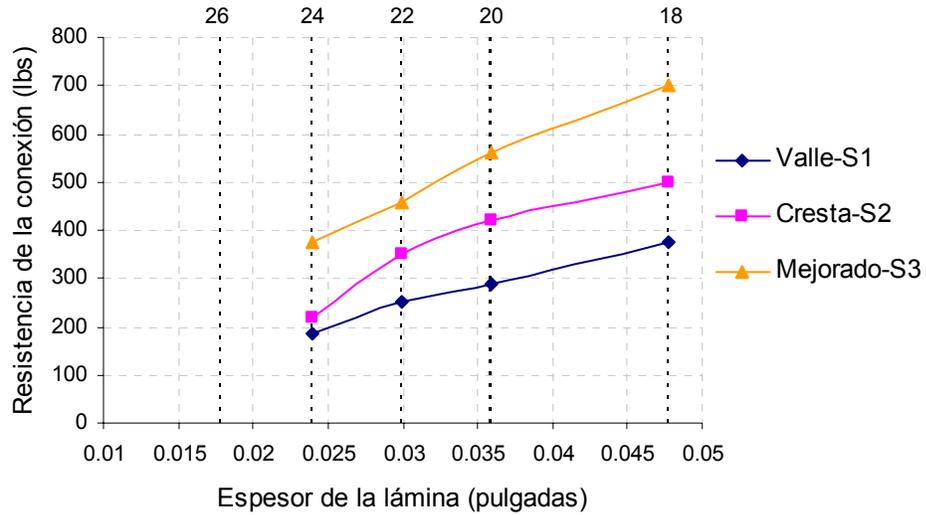


Figura 5-13 Resistencia de la conexión en función del espesor de la lámina.

Por último es importante anotar que si la carga de prueba inicial es cercana a la capacidad del espécimen, el protocolo tiende a sobreestimar la clasificación real del sistema, como ocurrió en la primera prueba realizada. Por eso se recomienda iniciar con cargas de prueba bajas, aunque esto podría resultar en tiempos de ensayo más largos.

Tabla 5-1 Valores de los parámetros A , B , C y R^2 correspondientes a las regresiones cuadráticas propuestas entre la resistencia de las conexiones y el espesor de lámina de los prototipos evaluados.

Prototipo	A	B	C	R^2
S1	0	-12782	8493.2	0.993
S2	-14079733	1050649	-7615.32	0.992
S3	0	6314.4	15364	0.996

Tabla 5-2 Ajuste de valores de resistencia y extrapolación de datos faltantes

Prototipo	Calibre	Espesor (pulgadas)	Resistencia experimental (Libras)	A	B	C	Resistencia ajustada (Libras)
S1	18	0.0478	375	0	-12781	8493.2	376.8
	20	0.0359	290				288.4
	22	0.0299	250				242.5
	24	0.0239	187.5				195.7
	26	0.0179	(a)				147.9
S2	18	0.0478	500	-14079733	1050649	-7615.32	498.8
	20	0.0359	420				429.3
	22	0.0299	350				335.2
	24	0.0239	219				225.9
	26	0.0179	(a)				119.6
S3	18	0.0478	(a)	0	6314.4	15364	748.8
	20	0.0359	562.5				559.7
	22	0.0299	458				465.0
	24	0.0239	375				370.8
	26	0.0179	(a)				277.0

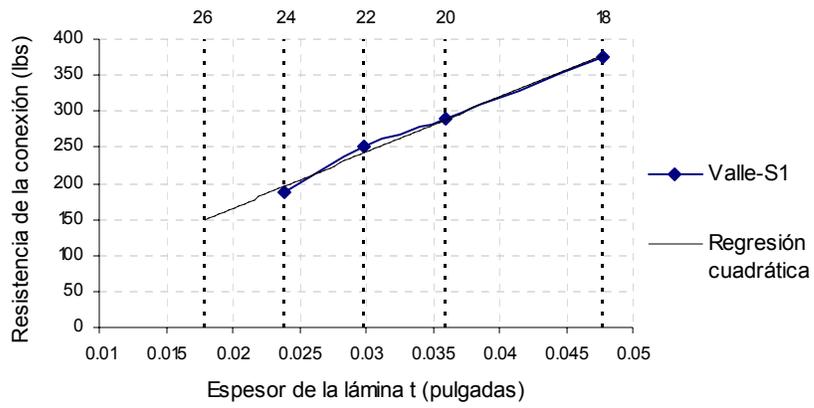
(a) Ausencia de datos experimentales

Tabla 5-3 Resumen de resultados

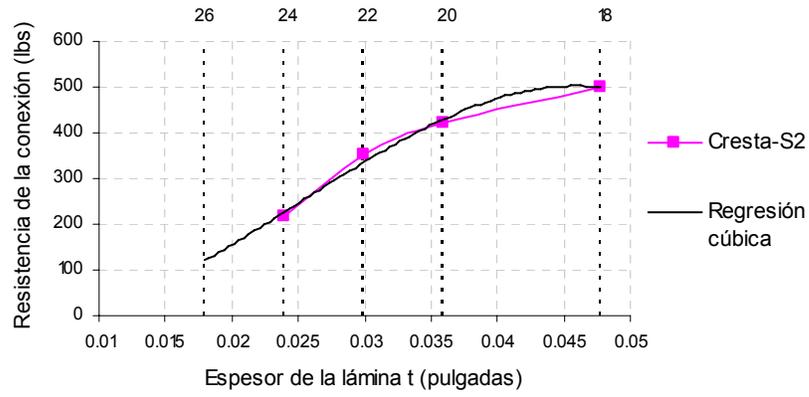
Prueba No.	Calibre (Gage)	Tipo de lámina	Espaciamiento entre tornillos (in)	Zona de conexión (Valle/Cresta)	Tipo de conexión	Prototipo	Carga de prueba (Kips)	Clasificación (Kips)	Resistencia por conexión (lbs)
1	22	B	12	Valle	Convencional	S1	3	2.25 ^(a)	--
2	22	B	6	Valle	Convencional	S1	2	3.0	250
3	22	B	6	Valle	Convencional	S1	2	3.0	250
4	22	B	12	Valle	Convencional	S1	1	2.0	250
5	22	B	6	Valle	Mejorada	S3	2	5.5	458
6	22	B	12	Valle	Mejorada	S3	2	4.0	500
13	18	B	12	Valle	Convencional	S1	1.5	3.0	375
14	18	B	12	Valle	Convencional	S1	1.5	3.0	375
15	20	B	12	Valle	Convencional	S1	1.5	2.25	281
16	20	B	12	Valle	Convencional	S1	1.5	2.25	281
17	20	B	12	Valle	Mejorada	S3	1.5	4.5	563
18	18	B	12	Valle	Mejorada	S3	2.5	-- ^(b)	--
19	18	B	6	Cresta	Convencional	S2	1	-- ^(b)	--
20	20	B	12	Cresta	Convencional	S2	1.2	2.7	450
21	22	B	12	Cresta	Convencional	S2	1.2	2.1	350
23	24	E	6	Valle	Convencional	S1	1.5	2.25	188
24	18	B	12	Cresta	Convencional	S2	1.2	3.0	500
25	24	E	12	Valle	Mejorada	S3	1.2	2.4	400
26	24	E	12	Valle	Mejorada	S3	1.2	3.0	375
27	24	E	12	Cresta	Convencional	S2	1.0	1.75	219

^(a) Indica que el resultado no se tuvo en cuenta.

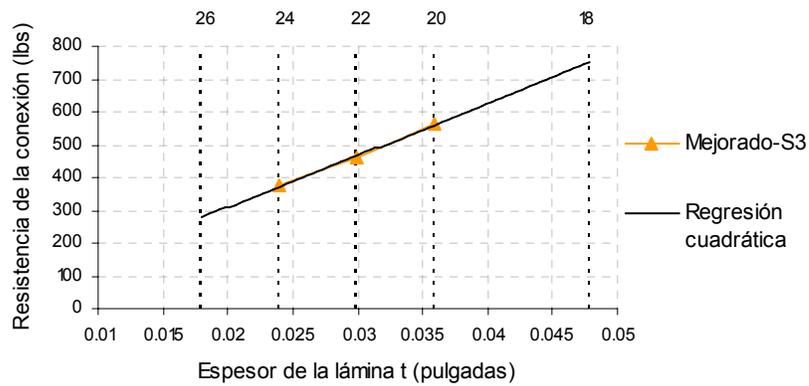
^(b) Indica que no fue posible finalizar la prueba.



(a)



(b)



(c)

Figura 5-14 Ajuste estadístico de los valores de resistencia para los prototipos ensayados: (a) S1; (b) S2 y (c) S3

CAPITULO 6

FRAGILIDAD POR COMPONENTES VULNERABLES

6.1 Introducción

La metodología propuesta en esta tesis para la obtención de fragilidades individuales se conoce como CBF, por sus siglas en inglés (Component Based Fragility). En esta metodología se requiere la generación de demandas de viento aleatorias para tener en cuenta las incertidumbres presentes en la Norma ASCE 7. Asignando valores probabilísticos a las capacidades resistentes se procede a evaluar cada componente vulnerable definido en la matriz de daño en una rutina de simulación. Esos componentes son: Sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica, aberturas en fachadas y el sistema de conexión columna-fundación.

6.2 Sistema de cubierta y fachada en lámina metálica

La experiencia de huracanes pasados demuestra que el sistema de cubierta y fachada en lámina metálica en edificaciones industriales resulta altamente vulnerable bajo la acción de vientos intensos. Debido a la fuerza de succión del viento se producen grandes concentraciones de esfuerzos alrededor de los agujeros de conexión de los tornillos. Las fluctuaciones sostenidas de dichas cargas de succión conllevan a la aparición y propagación de grietas por fatiga hasta que finalmente ocurre el arrancamiento de los paneles. Las demandas por presión uniforme en cubierta y fachada se calculan aquí basándose en los coeficientes de presión externa de C&C, mientras que la capacidad de las conexiones atornilladas en paneles metálicos fue

obtenida mediante pruebas de laboratorio. Una metodología para generar las curvas de fragilidad correspondientes se presenta a lo largo de esta sección.

6.2.1 Capacidad de los paneles metálicos

Como se informó en el Capítulo 5, se realizaron 20 pruebas experimentales a escala real con el fin de evaluar la resistencia individual en conexiones atornilladas bajo diferentes configuraciones y espesores de lámina. Se probaron prototipos con conexiones en (a) valles, (b) crestas de la lámina y (c) valles con una medida de mejoramiento. La Tabla 5-2 muestra los resultados ajustados obtenidos para cada configuración.

Generalmente la construcción de sistemas de fachada y cubierta metálica se realiza bajo estándares aceptables de calidad en cuanto a mano de obra y calidad en los materiales. Teniendo en cuenta lo anterior y la variabilidad inherente que existe entre sistemas, se adoptó un coeficiente de variación (*COV*) para la resistencia de las conexiones atornilladas igual a 0.1. La instalación de los prototipos ensayados en el laboratorio se hizo bajo condiciones similares a las que se observan en el campo; por esta razón, las resistencias ajustadas que se observan en la Tabla 5-2 pueden usarse como valores promedio durante el proceso de simulación.

La capacidad al arrancamiento C de un panel individual puede tomarse como la suma de las resistencias individuales promedio $C_{conexión}$ de sus conexiones atornilladas; esto puede expresarse mediante la ecuación:

$$C = \sum_{i=1}^{Nt} C_{conexión} (1 + COV(C)\zeta_i) \quad (6-1)$$

donde Nt es el número de tornillos por panel; ζ_i es un número aleatorio que varía entre -1 y 1 y permite obtener resistencias en un rango que varía entre $0.9C_{conexión}$ y

1.1 $C_{conexión}$; y $COV(C)$ es el coeficiente de variación de la conexión atornillada que se adopta igual a 0.1.

6.2.2 Simulación del daño

La metodología propuesta para evaluar el daño en los paneles metálicos de cubierta y fachada requiere llevar a cabo un muestreo de las edificaciones que hacen parte del inventario bajo estudio. Durante la simulación analítica, en cada edificio deben determinarse:

- a) Características geométricas de la edificación, tales como largo, ancho, altura del edificio, ángulo de inclinación de la cubierta y el espaciamiento entre elementos secundarios de apoyo.
- b) Dirección del viento, ya sea paralela o perpendicular a la cumbrera de la cubierta.
- c) Número de paneles por zona, de acuerdo a la definición dada por la Norma ASCE 7-05 para componentes no estructurales (C&C) (Figura 2-4). Además se requiere el número de conexiones por panel teniendo en cuenta el espaciamiento entre tornillos y las dimensiones del panel.

Las demandas y capacidades en cada uno de los tornillos del panel son asignadas independientemente durante el proceso de simulación; ocurre falla de un panel cuando se cumple la condición:

$$D - C > 0 \quad (6-2)$$

donde D es la demanda en un panel y C es la capacidad definida en la Ecuación (6-1), ambas en unidades de fuerza (libras). La demanda se calcula como:

$$D = \sum_{i=1}^{N_i} (D_{conexión}) (1 + COV(D) \zeta_i) \quad (6-3)$$

donde Nt es el número de tornillos por panel; ζ_i es un número aleatorio que varía entre -1 y 1; $COV(D)$ es el coeficiente de variación en las demandas por tornillo que se adopta igual a 0.1, ya que en realidad las presiones de viento no se distribuyen por igual en cada conexión; y $D_{conexión}$ es la demanda por tornillo que es igual a la presión de viento de diseño p por zona de la edificación dada por la Ecuación (2-4) multiplicada por el área tributaria del tornillo A :

$$D_{conexión} = p.A \quad (6-4)$$

6.2.3 Curvas de fragilidad del sistema de cubierta

Durante la simulación se evaluó el desempeño de cada panel metálico mediante la Ecuación (6-2); dependiendo del valor obtenido se determina si se presenta o no, falla del elemento. A continuación se calcula el porcentaje de paneles de cubierta que fallan en la edificación. Este porcentaje se compara con los límites dados en la Tabla 4-2, asignando el estado de daño correspondiente, es decir, 1 para daño menor, 2 para daño moderado, 3 para daño severo y 4 para daño total. Para cada velocidad de viento se cuenta el número de 1, 2, 3 y 4, obteniendo así el número acumulado de edificaciones que experimentaron o excedieron un estado de daño particular. Estos números acumulados para cada estado de daño se tabulan para todas las velocidades de viento, ajustando los valores a una distribución acumulada de tipo Log-normal, con las velocidades de viento V_o en las abscisas. Al graficar estos valores, se obtiene la curva de fragilidad del sistema para ese estado de daño particular.

Ejemplos de las curvas obtenidas para sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1) se muestran desde la Figura 6-1 hasta la Figura 6-5. Cada curva corresponde a un calibre de lámina en particular (Calibres 18, 20, 22, 24 y 26).

En ellas se combinan sistemas con patrones de conexión 6-6-6, 12-6-6 y 12-12-6 en igual proporción, mientras que los espaciamientos entre elementos secundarios de apoyo varían entre 3 y 7.5 pies. Como puede observarse en el sistema de cubierta de mejor desempeño (Figura 6-1), se registra que solo un 14% de edificaciones resultarían con techos completamente dañados bajo velocidades de ráfaga de 150 mph, comparado con un 84% en el sistema más débil (Figura 6-5).

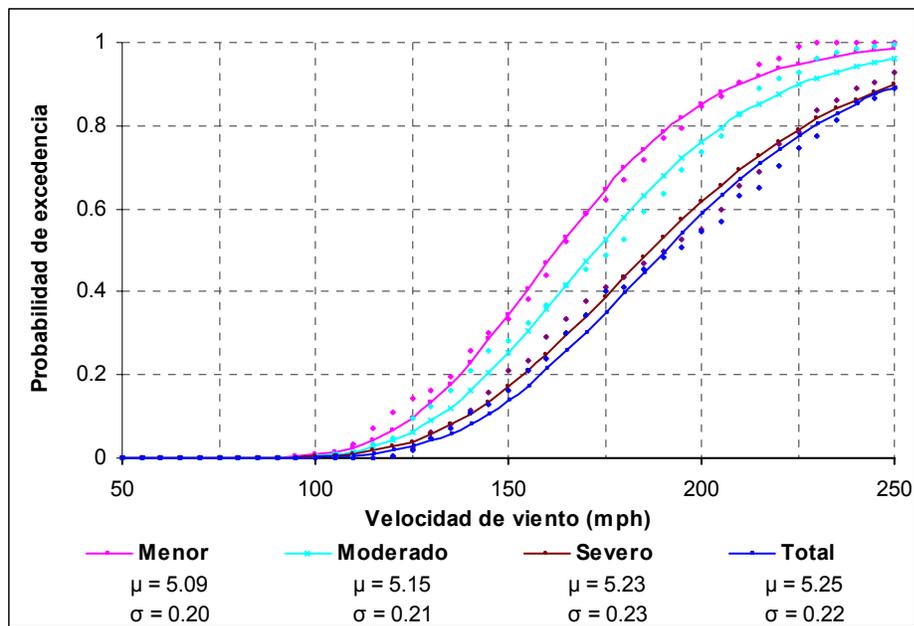


Figura 6-1 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18

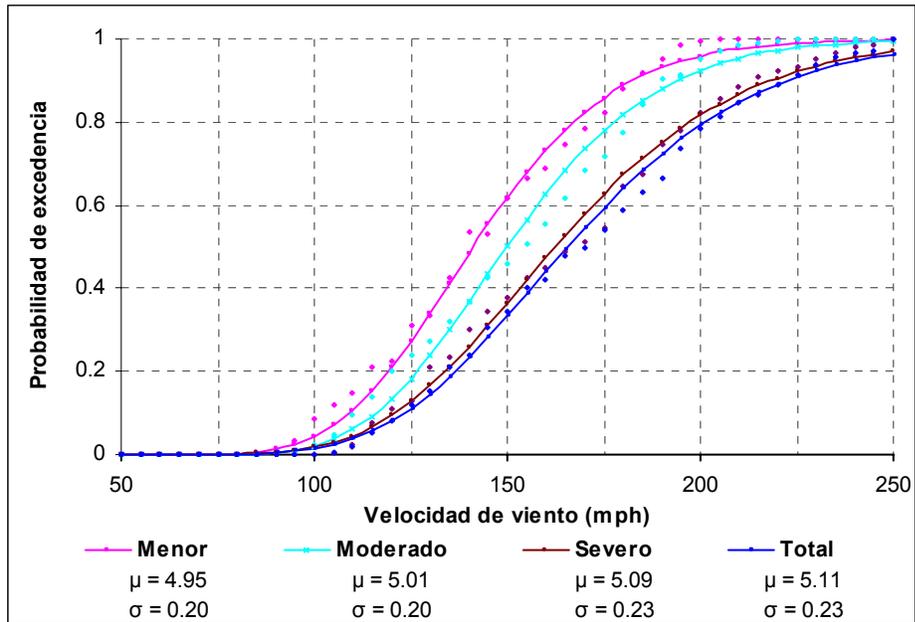


Figura 6-2 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20

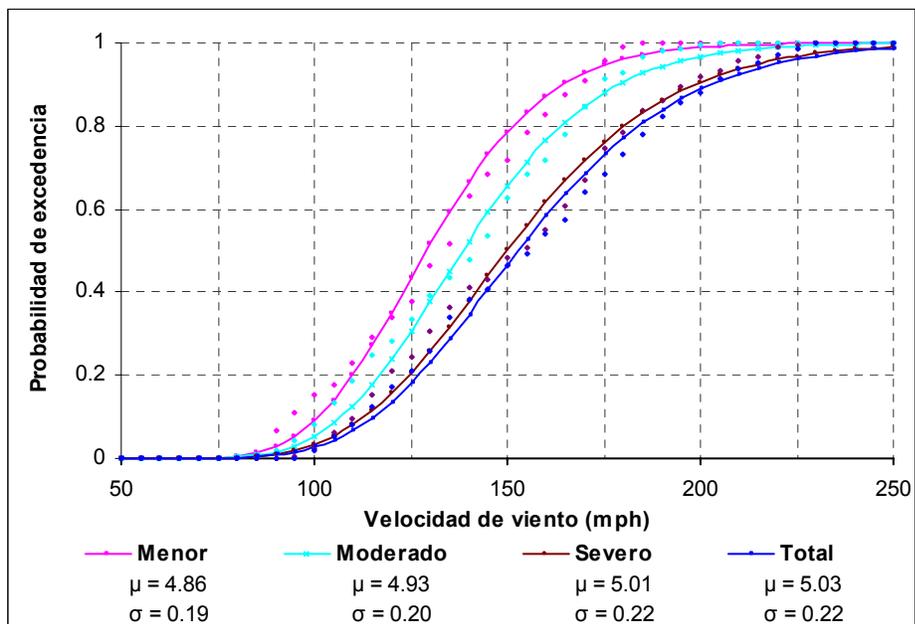


Figura 6-3 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22

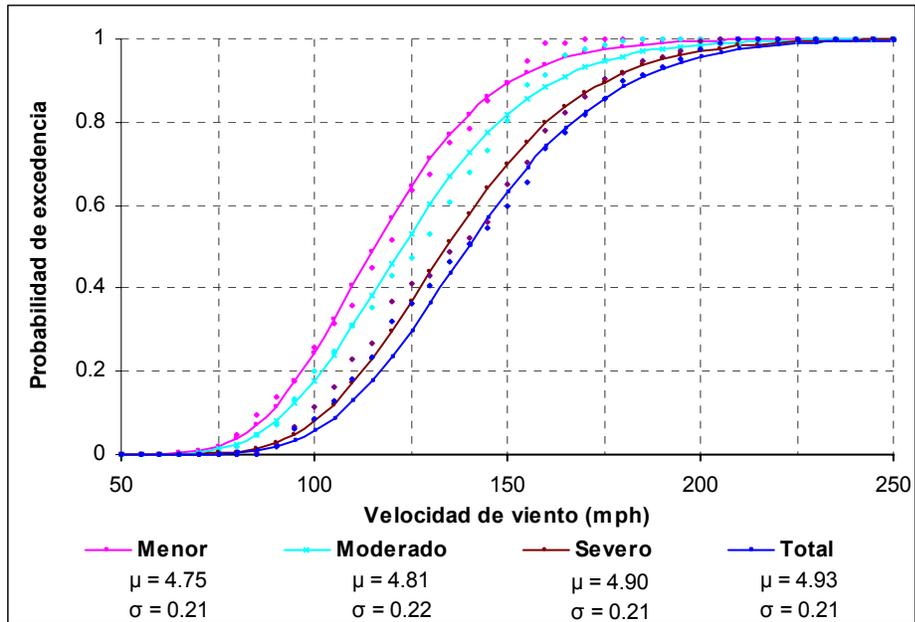


Figura 6-4 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24

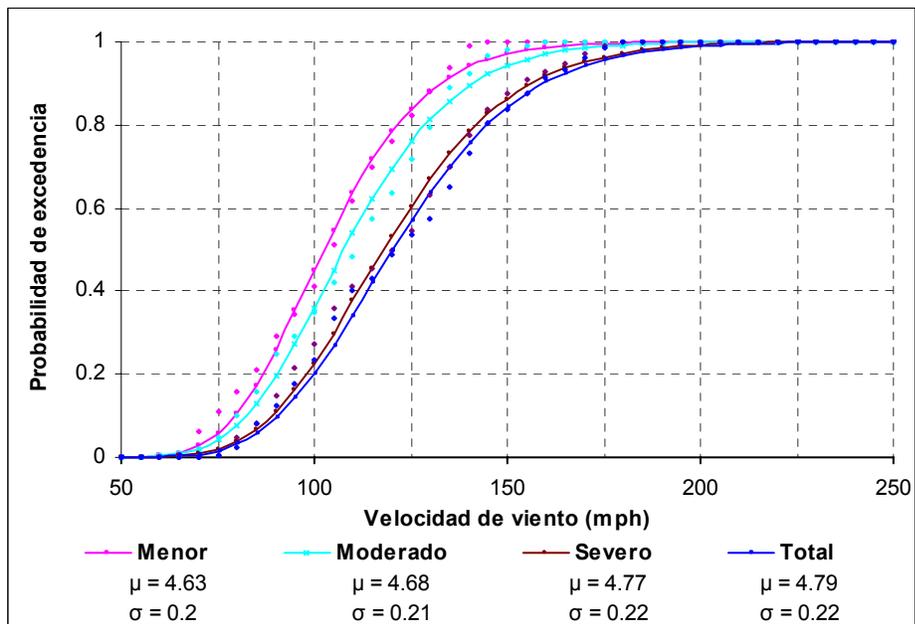


Figura 6-5 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26

A continuación se muestran las curvas de fragilidad correspondientes a sistemas de cubierta con conexiones en las crestas de la lámina (S2) (desde la Figura 6-6 hasta la Figura 6-10), una práctica constructiva poco usual de acuerdo con información obtenida de planos constructivos. En general se observa una mejora en el desempeño con respecto a los sistemas convencionales. Por ejemplo, en el sistema S1 de mejor comportamiento (Figura 6-1), se registraría un 14% de edificaciones con daño total en la cubierta bajo velocidades de ráfaga de 150 mph, comparado con un 4% de las edificaciones que usan sistemas S2 (Figura 6-6). Nótese que los sistemas que calibres 24 y 26 (Figura 6-9 y Figura 6-10, respectivamente) muestran un aumento marcado en la pendiente de la curva, respecto a los sistemas S2 de calibre 18, 20 y 22. Esto es debido a que en las láminas de calibre 24 y 26, el único patrón de espaciamiento posible es el 12-12-12, dada la configuración geométrica de las crestas de la lámina.

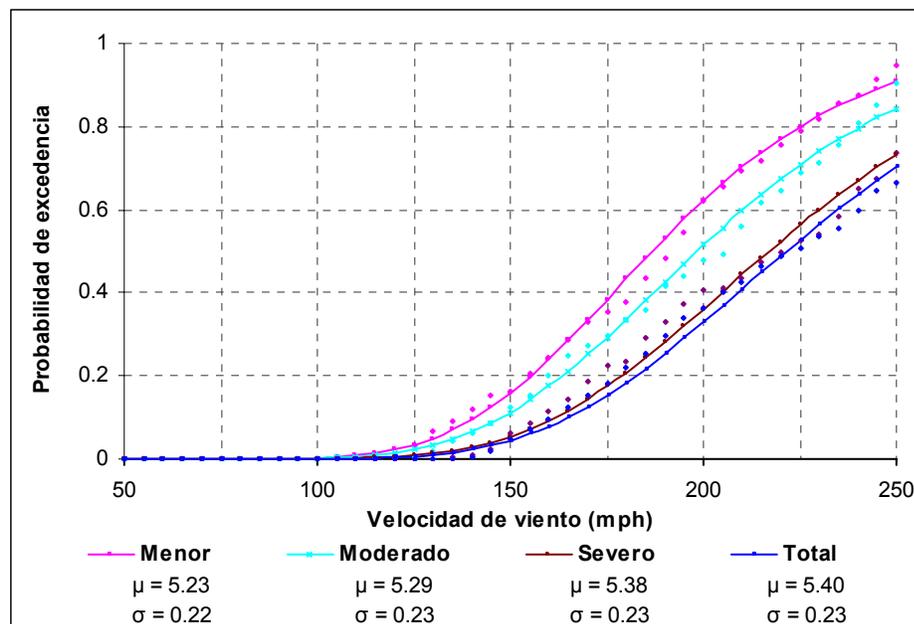


Figura 6-6 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 18

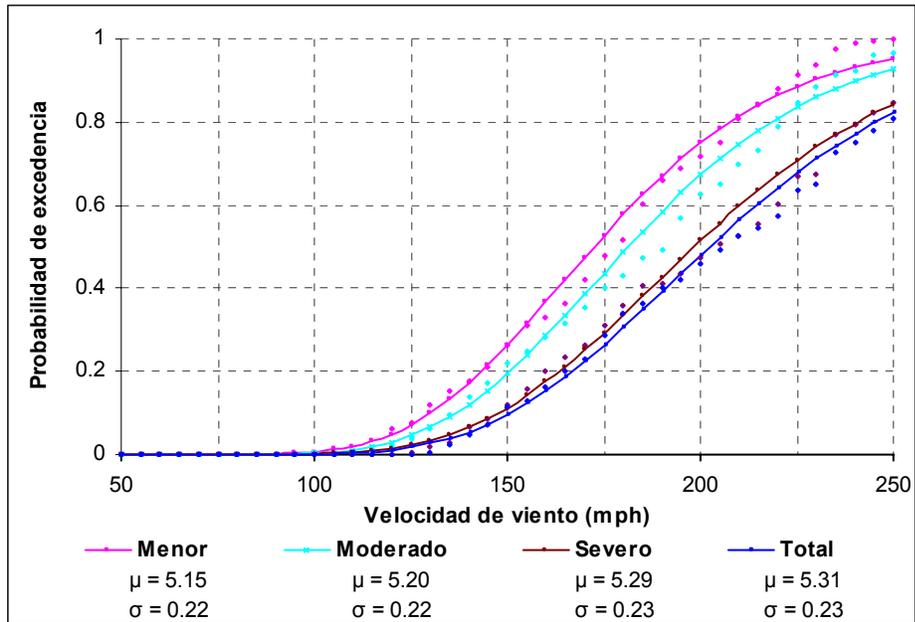


Figura 6-7 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 20

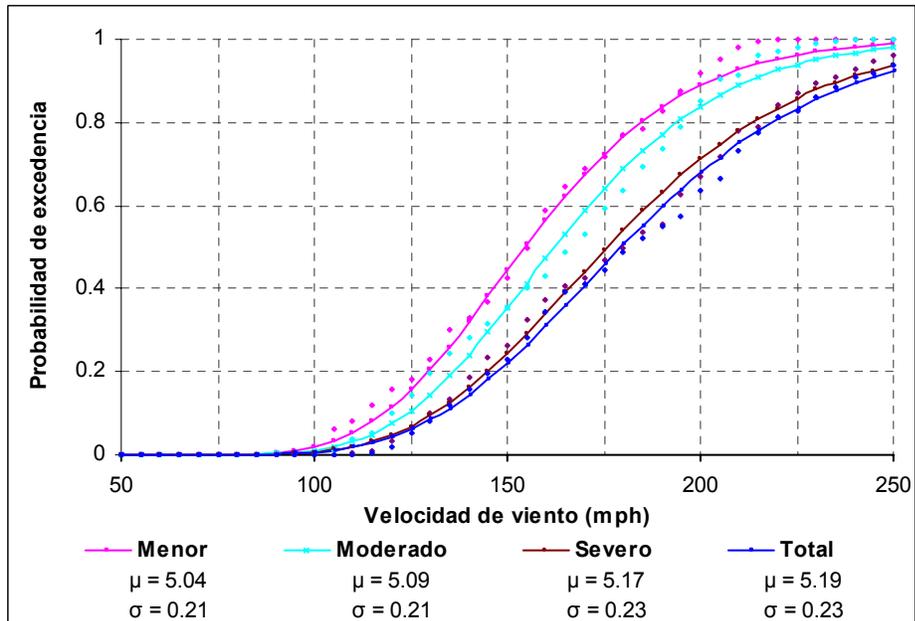


Figura 6-8 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 22

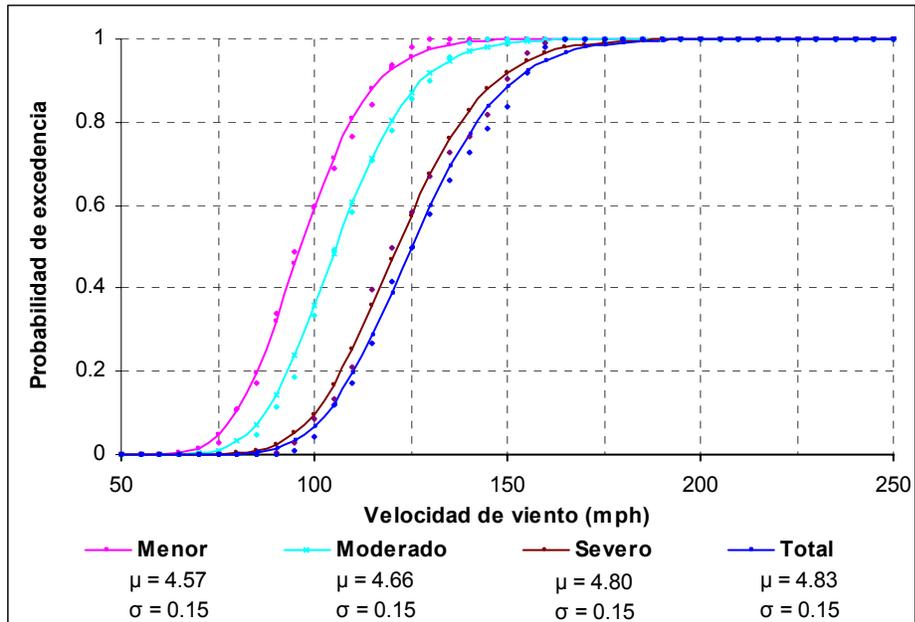


Figura 6-9 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 24

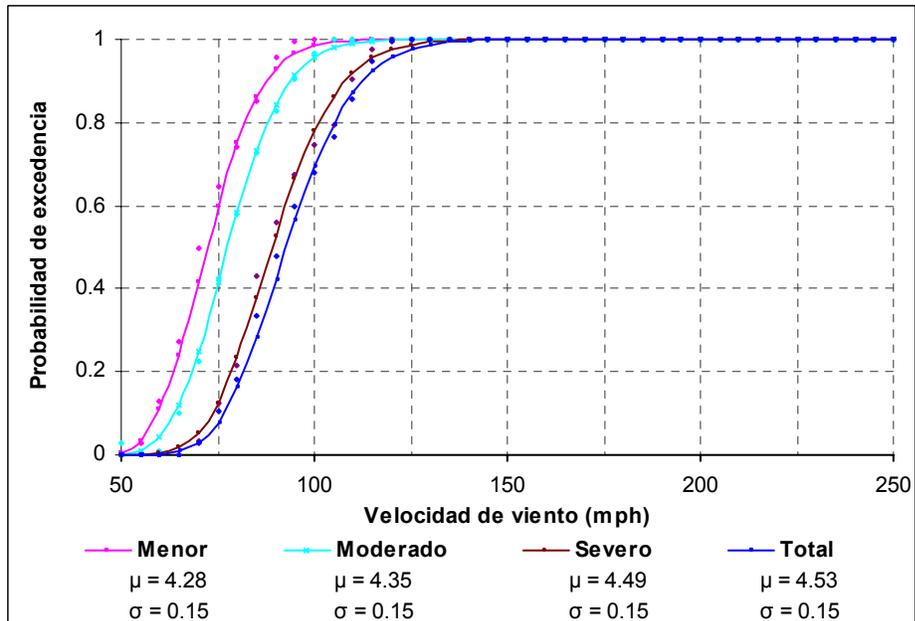


Figura 6-10 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 26

Las curvas de fragilidad en sistemas de cubierta con conexiones mejoradas en los valles (S3) indican un aumento significativo en el desempeño sobre los sistemas convencionales S1 y los sistemas S2. Los sistemas S1 de calibre 22, ampliamente usados en la construcción de cubiertas, tendrían un porcentaje de edificaciones totalmente dañadas del 90% bajo un huracán categoría 5 con vientos de 200 mph (Figura 6-3), comparado con el 39% en sistemas S3 del mismo calibre (Figura 6-13). Adicionalmente, en sistemas S3 de calibre 18 (Figura 6-11) se observa que bajo dichas condiciones solo el 11% de las edificaciones sufriría daño total.

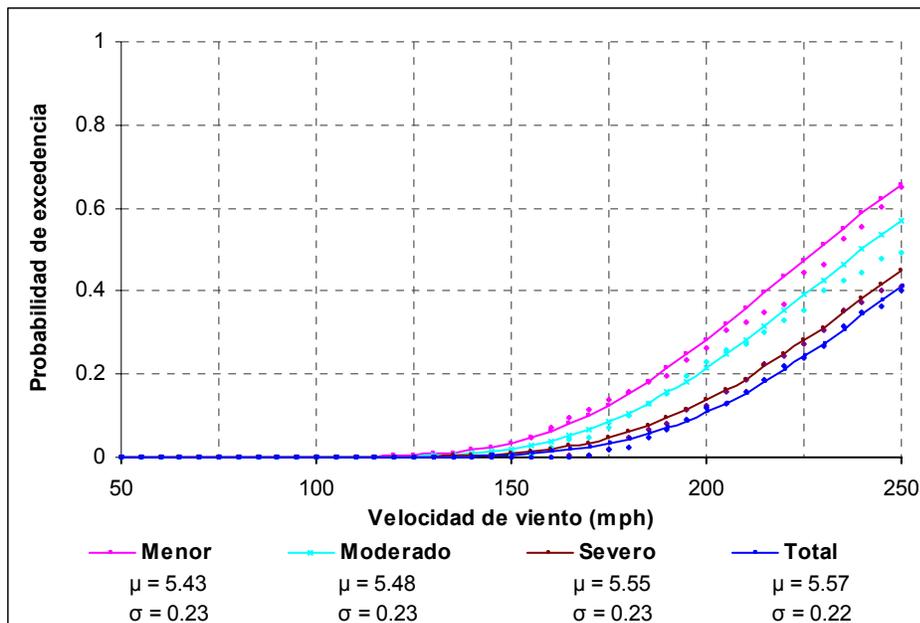


Figura 6-11 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 18

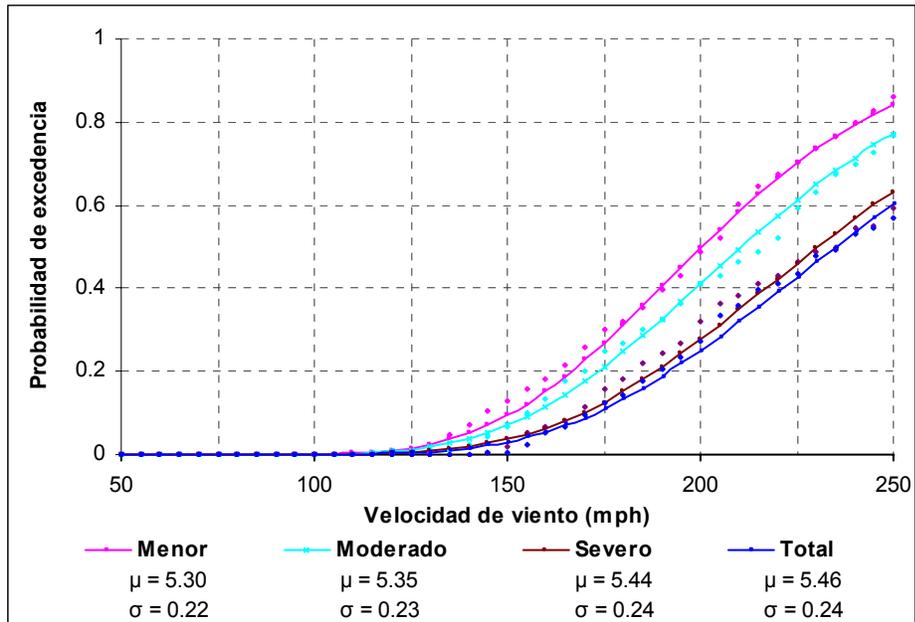


Figura 6-12 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 20

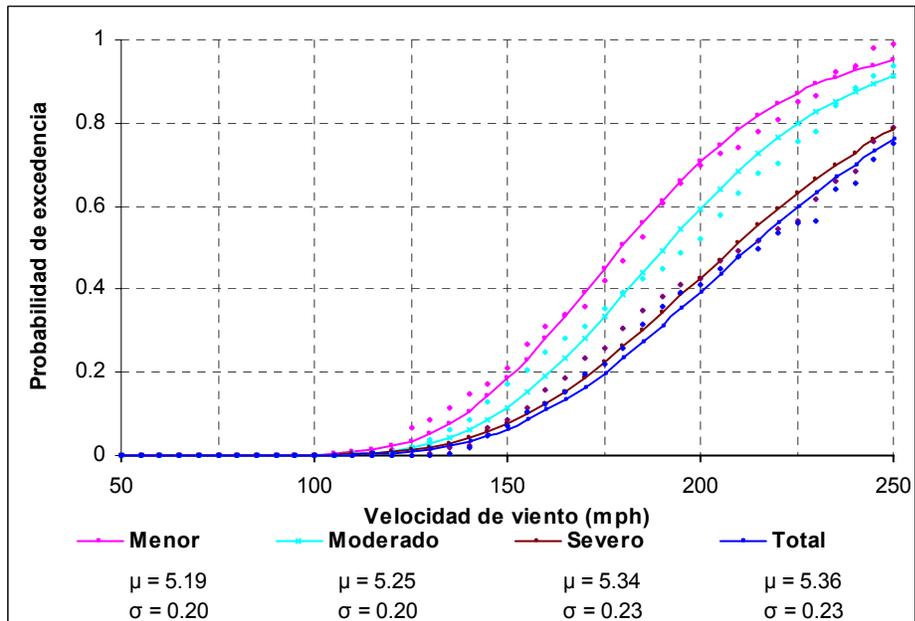


Figura 6-13 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 22

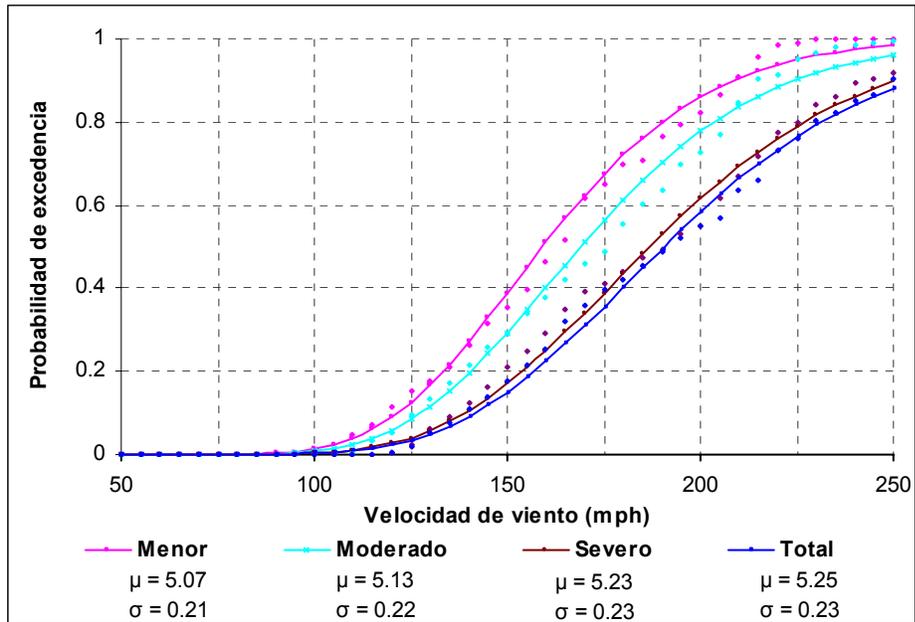


Figura 6-14 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 24

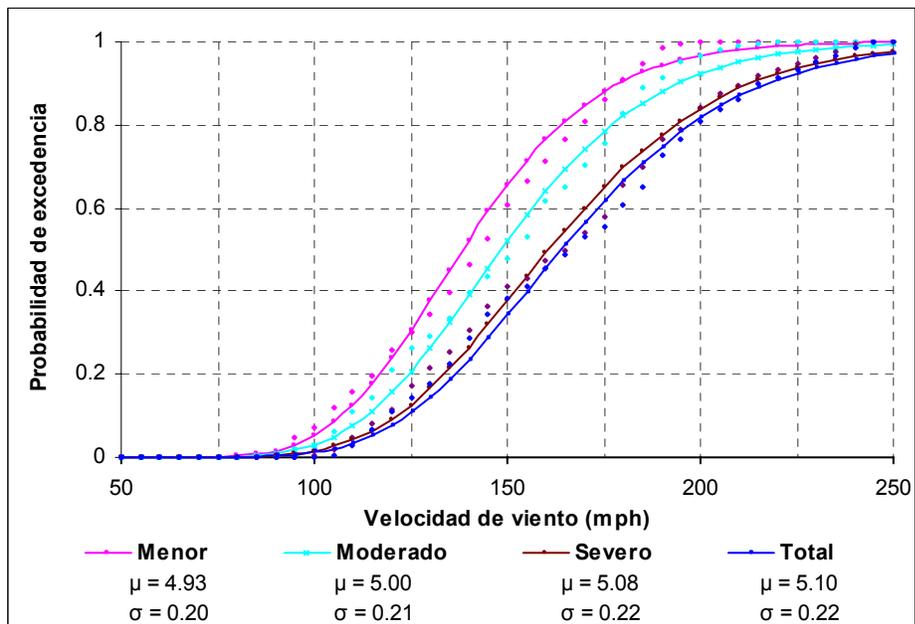


Figura 6-15 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 26

La Tabla 6-1 muestra los parámetros estadísticos que al ser sustituidos en la Ecuación (4-5) dan la probabilidad de que ocurra o se exceda un cierto nivel de daño.

Tabla 6-1 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas de cubierta en lámina metálica

Sistemas	Calibre		Menor	Moderado	Severo	Total	
S1	18	μ	5.09	5.15	5.23	5.25	
		σ	0.20	0.21	0.23	0.22	
	20	μ	4.95	5.01	5.09	5.11	
		σ	0.20	0.20	0.23	0.23	
	22	μ	4.86	4.93	5.01	5.03	
		σ	0.19	0.20	0.22	0.22	
	24	μ	4.75	4.81	4.90	4.93	
		σ	0.21	0.22	0.21	0.21	
	26	μ	4.63	4.68	4.77	4.79	
		σ	0.20	0.21	0.22	0.22	
	S2	18	μ	5.23	5.29	5.38	5.40
			σ	0.22	0.23	0.23	0.23
20		μ	5.15	5.20	5.29	5.31	
		σ	0.22	0.22	0.23	0.23	
22		μ	5.04	5.09	5.17	5.19	
		σ	0.21	0.21	0.23	0.23	
24		μ	4.57	4.66	4.80	4.83	
		σ	0.15	0.15	0.15	0.15	
26		μ	4.28	4.35	4.49	4.53	
		σ	0.15	0.15	0.15	0.15	
S3		18	μ	5.43	5.48	5.55	5.57
			σ	0.23	0.23	0.23	0.22
	20	μ	5.30	5.35	5.44	5.46	
		σ	0.22	0.23	0.24	0.24	
	22	μ	5.19	5.25	5.34	5.36	
		σ	0.20	0.20	0.23	0.23	
	24	μ	5.07	5.13	5.23	5.25	
		σ	0.21	0.22	0.23	0.23	
	26	μ	4.93	5.00	5.08	5.10	
		σ	0.20	0.21	0.22	0.22	

6.2.4 Curvas de fragilidad del sistema de fachada

Las curvas de fragilidad de sistemas de fachada fueron obtenidas siguiendo el mismo procedimiento explicado en la sección 6.2.3. A continuación se muestran las curvas correspondientes a sistemas S1 (desde la Figura 6-16 hasta la Figura 6-20 respectivamente). El incremento en el espesor de la lámina produce una mejora substancial en el desempeño del sistema. Bajo velocidades de ráfaga de 200 mph el porcentaje de edificaciones con fachadas en lámina calibre 18 (Figura 6-16) que presentan daño total es del 9%, comparado con un 79% de edificaciones en los sistemas que emplean láminas calibre 26 (Figura 6-20). También se observa que respecto al sistema de cubierta, el porcentaje de daño en sistemas de fachada resulta de menor magnitud, ya que se trabaja con coeficientes menores de presión externa.

El uso de conexiones en las crestas de la lámina es casi exclusivo de los sistemas de cubierta. Por esta razón, las fragilidades de sistemas de fachada S2 no serán tenidas en cuenta en este trabajo.

Al igual que en los sistemas de cubierta, la alternativa de mejoramiento propuesta disminuye en gran medida el daño en sistemas de fachada. Las fragilidades correspondientes se muestran desde la Figura 6-21 hasta la Figura 6-25. Como puede observarse en la Figura 6-21 (Sistemas S3 de calibre 18), no se registraron edificaciones dañadas durante el proceso de simulación. Bajo las condiciones de un huracán Categoría 5 con velocidades de viento de 200 mph, para sistemas de fachada S3 y calibre 24 (Figura 6-24), solo un 1% de las edificaciones sufriría daño total. En la Tabla 6-2 se muestran los parámetros estadísticos de las fragilidades de sistemas de fachada.

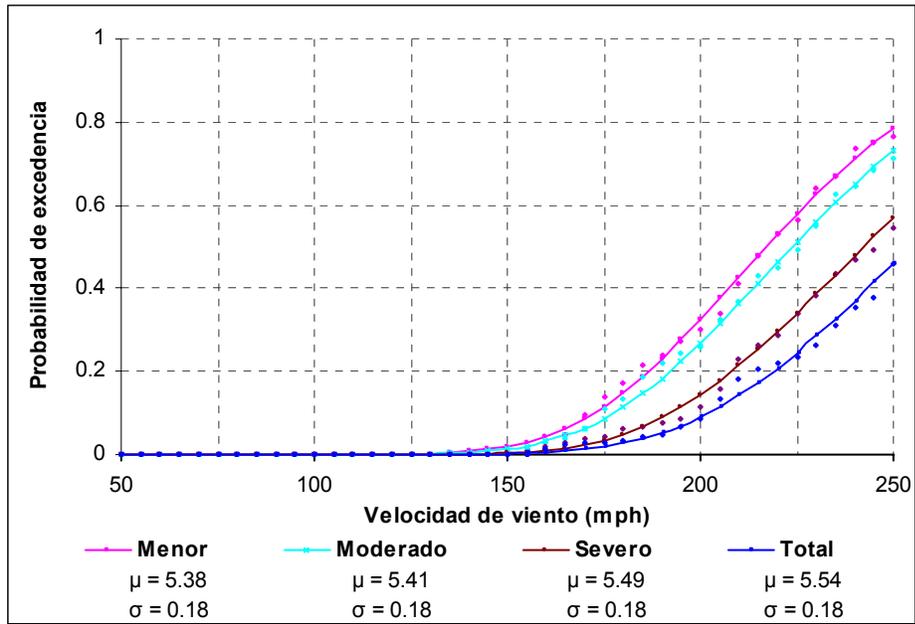


Figura 6-16 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18

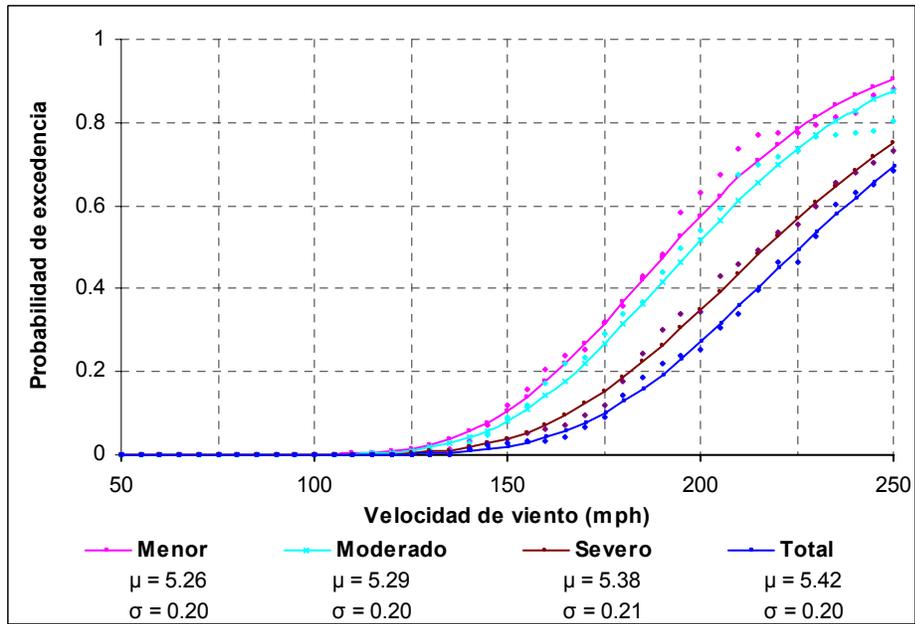


Figura 6-17 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20

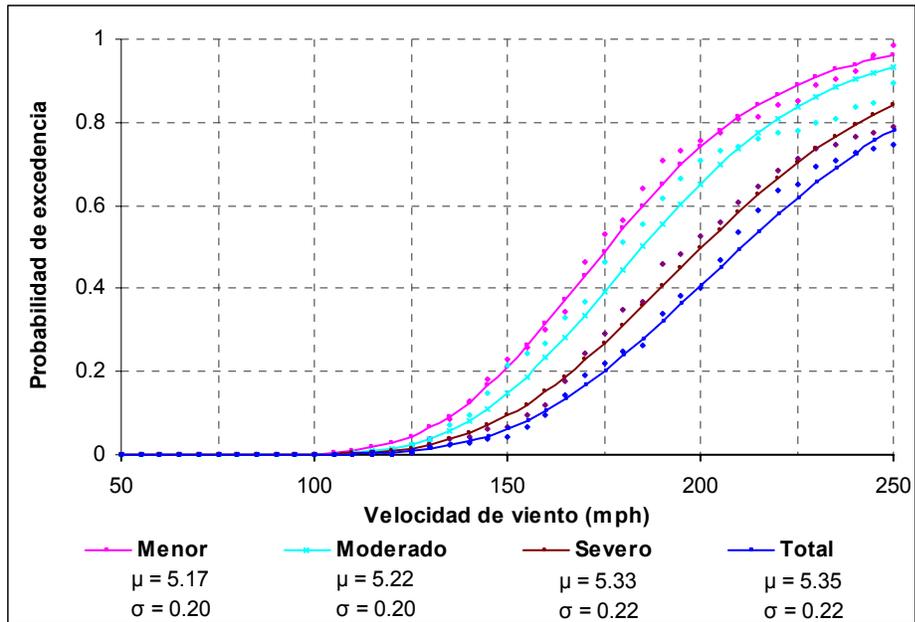


Figura 6-18 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22

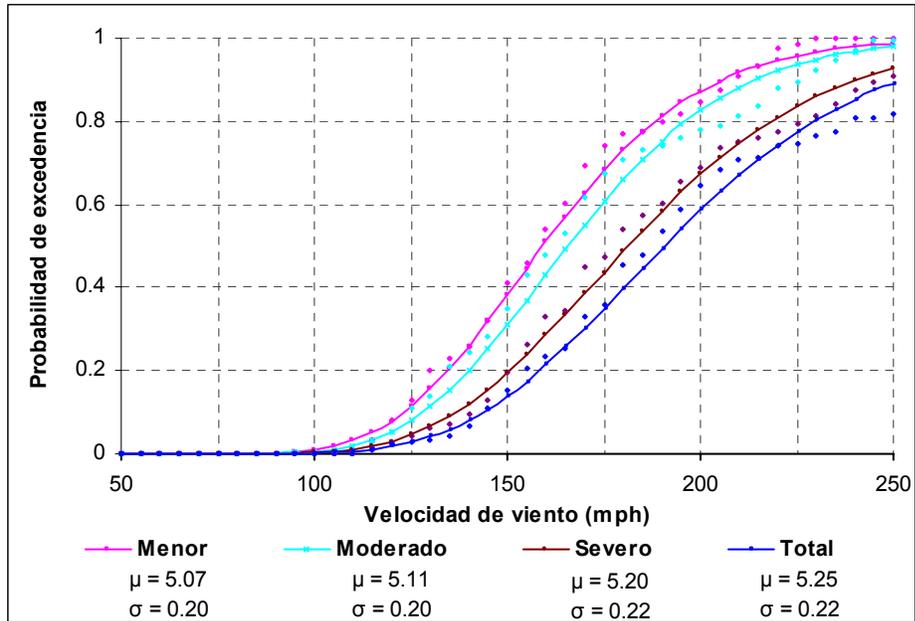


Figura 6-19 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24

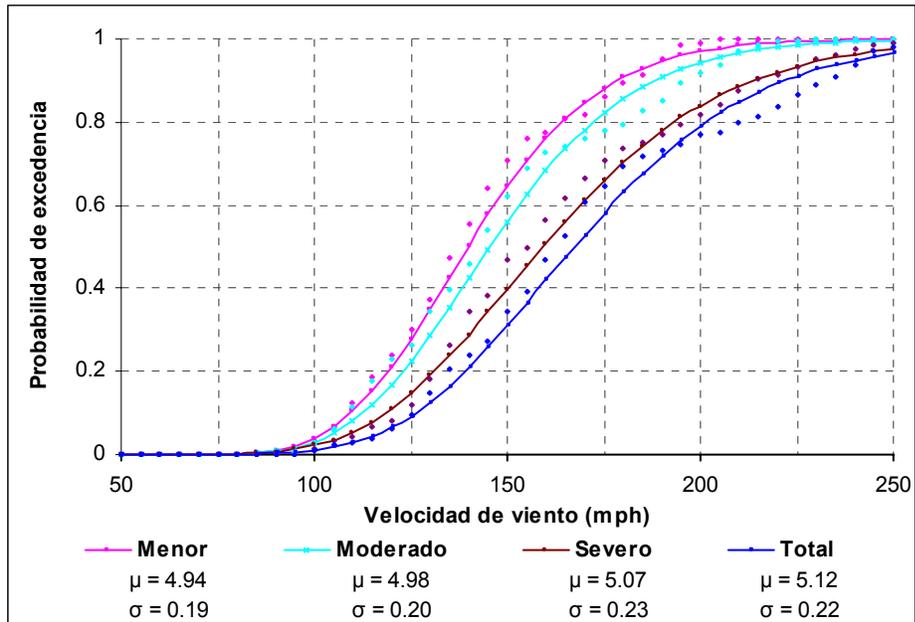


Figura 6-20 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencional con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26

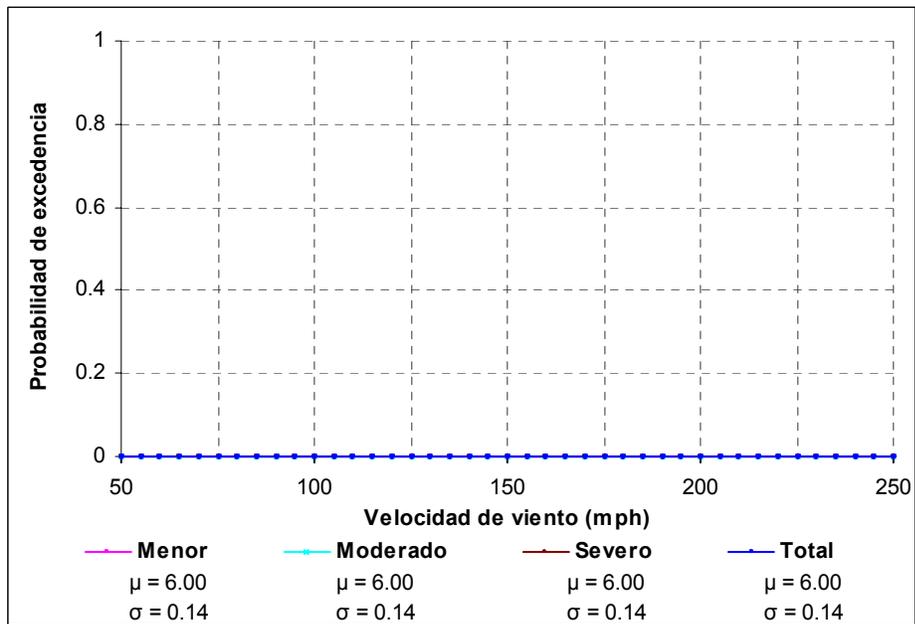


Figura 6-21 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 18

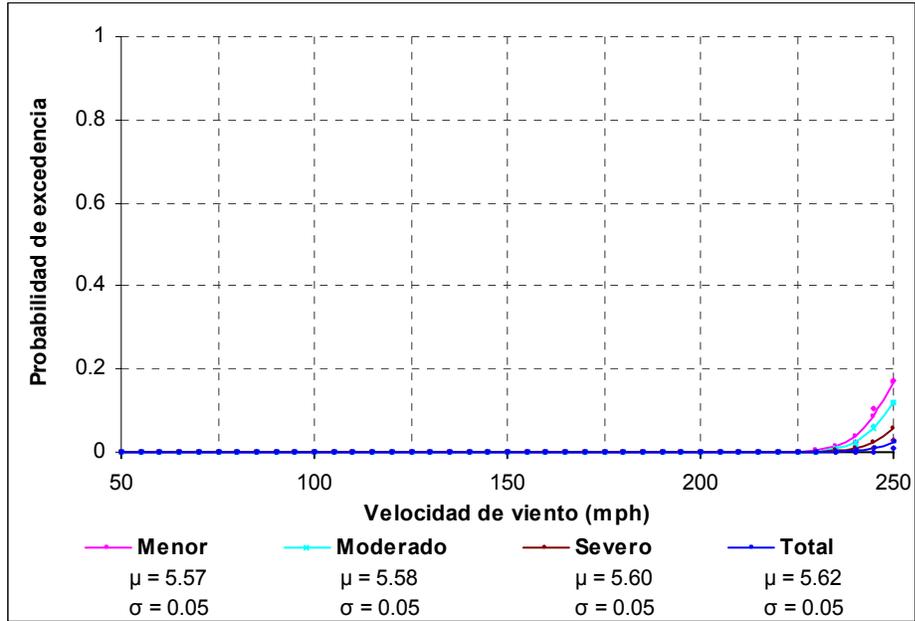


Figura 6-22 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 20

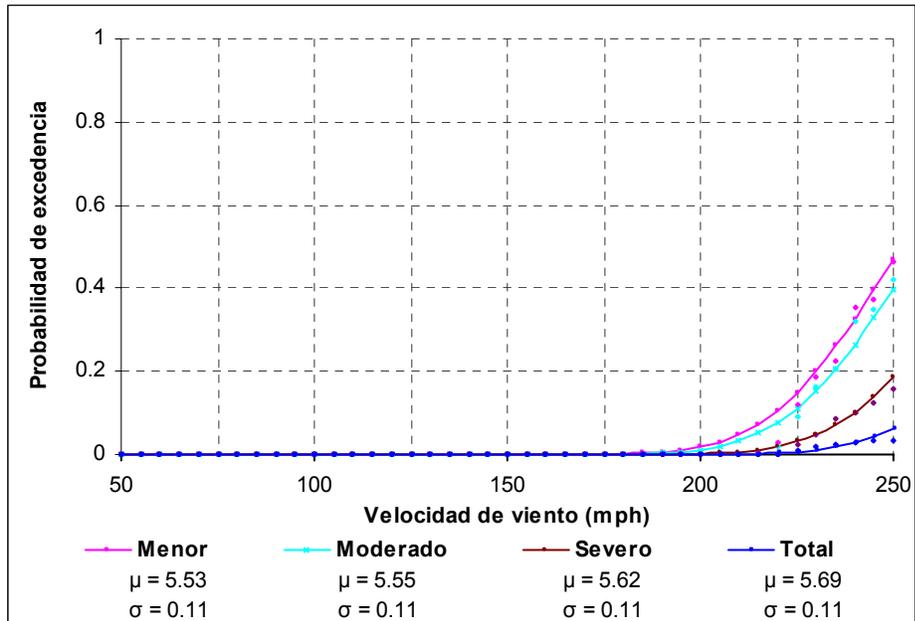


Figura 6-23 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 22

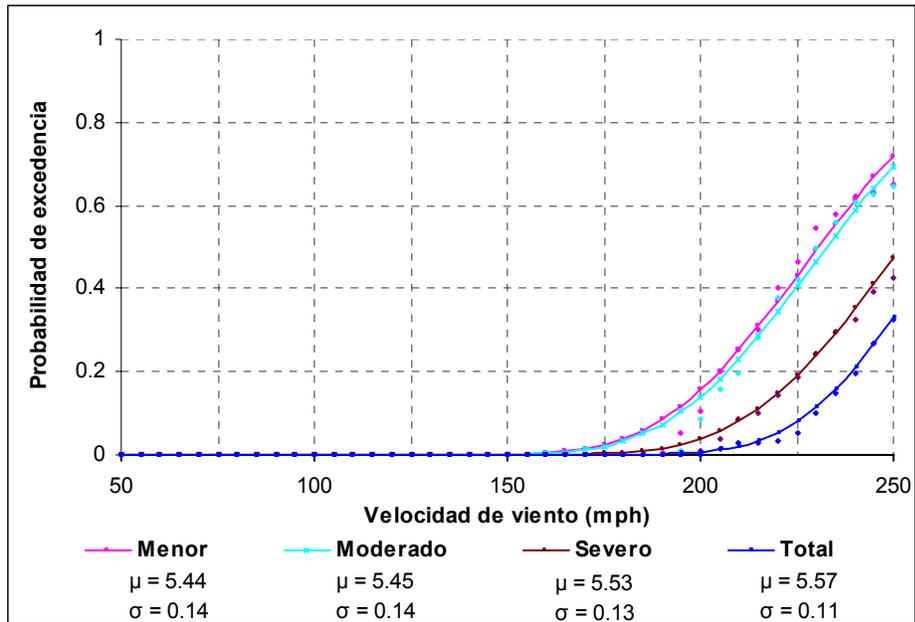


Figura 6-24 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 24

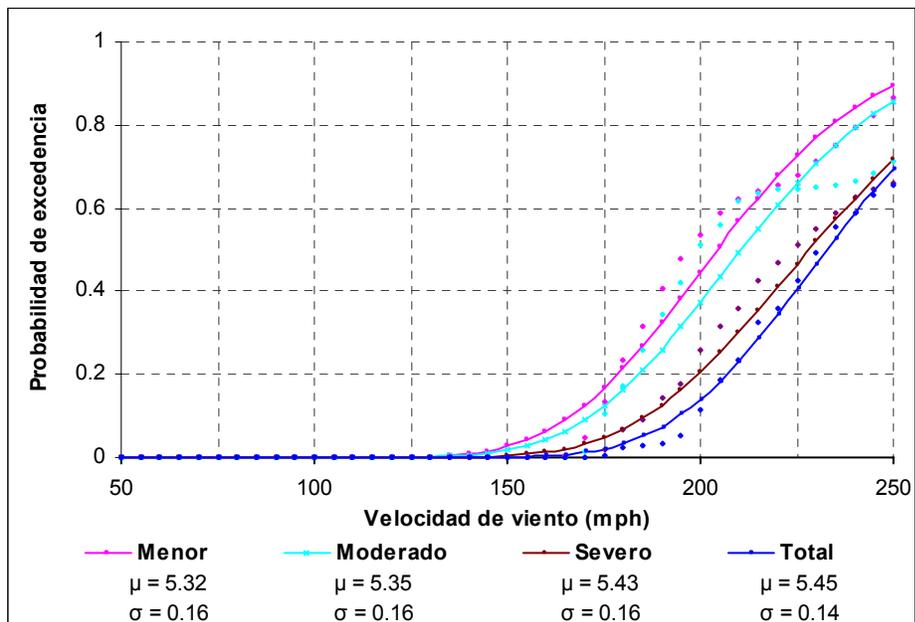


Figura 6-25 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorada con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 26

Tabla 6-2 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas de fachada en lámina metálica

Sistemas	Calibre		Menor	Moderado	Severo	Total	
S1	18	μ	5.38	5.41	5.49	5.54	
		σ	0.18	0.18	0.18	0.18	
	20	μ	5.26	5.29	5.38	5.42	
		σ	0.20	0.20	0.21	0.20	
	22	μ	5.17	5.22	5.30	5.35	
		σ	0.20	0.20	0.22	0.22	
	24	μ	5.07	5.11	5.20	5.25	
		σ	0.20	0.20	0.22	0.22	
	26	μ	4.94	4.98	5.07	5.12	
		σ	0.19	0.20	0.23	0.22	
	S3	18	μ	6.00	6.00	6.00	6.00
			σ	0.14	0.14	0.14	0.14
20		μ	5.57	5.58	5.60	5.62	
		σ	0.05	0.05	0.05	0.05	
22		μ	5.53	5.55	5.62	5.69	
		σ	0.11	0.11	0.11	0.11	
24		μ	5.44	5.45	5.53	5.57	
		σ	0.14	0.14	0.13	0.11	
26		μ	5.32	5.35	5.43	5.45	
		σ	0.16	0.16	0.16	0.14	

6.3 Aberturas en fachadas

Uno de los principales mecanismos de falla en edificaciones industriales bajo la acción de vientos intensos consiste en la pérdida anticipada de los componentes del sistema de aberturas, tales como las ventanas y los sistemas de puertas enrollables (*Roll up doors*). Aunque solo una de las aberturas falle, el incremento en las presiones internas sumado a las fuerzas de succión externas pueden arrancar los paneles del sistema de cubierta y/o fachada, causando daños graves en la estructura y en especial en sus contenidos, debido a la entrada de lluvia en el interior del edificio. Por simplicidad, en esta investigación no se ha considerado el cambio en los coeficientes de presión interna durante el proceso de simulación.

Las demandas por presión uniforme en todas las aberturas se calcularon usando los coeficientes de presión externa para C&C. En el caso de los sistemas de ventanas se considera que también son susceptibles a daños causados por impacto de escombros, asumiendo conservativamente que estos golpean tanto la fachada de barlovento como una de las fachadas laterales.

6.3.1 Daños debido a presión uniforme

De acuerdo con un modelo utilizado por García (2007), se supone que la capacidad de las ventanas de vidrio bajo presión uniforme está controlada por el valor mínimo entre la capacidad del vidrio y la resistencia a cortante de los tornillos que conectan el marco de la ventana al sistema de fachada. Únicamente en dos de las edificaciones estudiadas se especificaba el uso de vidrios templados (*Tempered*) de espesor igual a $\frac{1}{4}$ de pulgada. Teniendo en cuenta lo anterior se adopta una capacidad promedio del cristal de 150 psf y un coeficiente de variación *COV* de 0.4. En el caso de las ventanas de aluminio solo se evalúa la capacidad del marco. El número de tornillos usados en cada marco varía entre 4 y 6, independiente del tamaño o tipo de tornillo usado. De acuerdo con pruebas experimentales realizadas por García (2007), se obtuvo una resistencia cortante promedio de 800 lbs para tornillos *dry wall* de $\frac{1}{8}$ de pulgada y 2475 lbs para tornillos de madera de 3" y diámetro $\frac{1}{4}$ de pulgada; el coeficiente de variación *COV* se tomó igual a 0.2. De acuerdo con información recopilada en los planos de construcción de las edificaciones estudiadas, se supondrá una resistencia promedio de las puertas enrollables de 31 psf y un coeficiente de variación *COV* de 0.4.

En las edificaciones estudiadas se observó que existe preferencia por sistemas de ventanas con persiana de aluminio en la fachada posterior y laterales, mientras que en la fachada frontal se usan ventanas de cristal. Durante el proceso de simulación se

escoge entre dos direcciones de viento (paralela y perpendicular a la cumbrera de la cubierta) y se calculan las demandas en cada ventana usando los coeficientes de presión externa para C&C (Figura 6-11A de la 7-05). El número de ventanas por fachada en cada edificio se obtuvo de la base de datos existente, mientras que el número de tornillos en los marcos de las ventanas se generó aleatoriamente y varía entre 4 y 6 por ventana. Para cada velocidad de viento se registró el número de fallas y éstas son combinadas con los resultados del modelo de impacto, asegurándose que una ventana no sea contada dos veces.

6.3.2 Daños debido a impacto de misiles

Durante un huracán, el viento levanta y arrastra escombros con suficiente fuerza para dañar e incluso penetrar el sistema de ventanas de una edificación. En general, a mayor velocidad, los misiles serán más grandes y pesados, lo que aumenta el riesgo de sufrir daños graves. Incluso las piedras pequeñas, ramas y otros misiles más ligeros pueden resultar extremadamente peligrosos.

En esta investigación se propone el uso de un modelo de impacto simple que da la probabilidad de que una ventana sea golpeada y dañada por escombros (Cope, 2004):

$$p_D(w) = 1 - \exp(-A \cdot N_A \cdot B \cdot C \cdot D) \quad (6-5)$$

donde w es la velocidad de ráfaga de viento de tres segundos a la cual se evalúa la probabilidad de daño $p_D(w)$; A y N_A están relacionados con el número potencial de misiles en el aire durante un huracán; el parámetro B es el porcentaje de misiles que golpean la edificación, el cual depende de la velocidad de viento; C representa el porcentaje de ventanas respecto al área de la fachada y D indica si el impacto del misil fue lo suficientemente grande como para causar daño en la ventana.

El parámetro A es modelado usando una función de densidad acumulativa normal, con una velocidad de ráfaga de 3 segundos promedio igual a 135 mph y una desviación estándar de 15 mph. De acuerdo con la Figura 6-26, se observa que para velocidades cercanas a las 170 mph, la función alcanza el valor máximo de 1, lo cual significa que todos los misiles disponibles están en el aire.

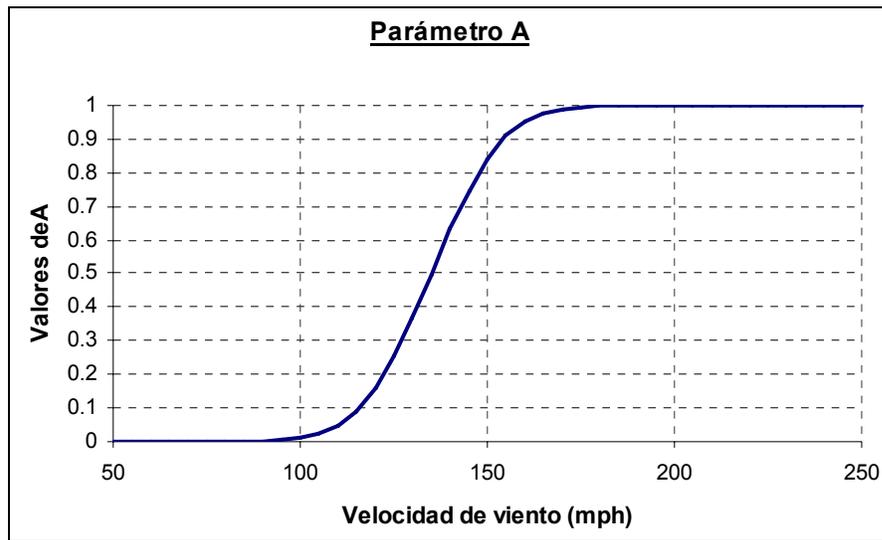


Figura 6-26 Valores del parámetro A usado en el modelo de impacto de misiles

El valor de N_A es un valor empírico que está relacionado con el tipo de construcción y la categoría de exposición de viento. Cope (2004) sugiere usar un valor de N_A igual a 100 para ventanas de vidrio; en el caso de las ventanas en aluminio se adopta un valor de N_A igual a 10, ya que el número potencial de misiles en el aire capaz de destruir una ventana en aluminio es mucho menor que el número necesario para destruir una ventana de vidrio.

El valor de B depende del tiempo de viaje y la cercanía del misil a la edificación. El incremento en la velocidad de viento implica que los escombros viajarán durante más

tiempo y mayores distancias. Cope propone modelar el parámetro B como una función lineal (Figura 6-27), con valor de cero para una velocidad de ráfaga de tres segundos igual 50 mph (no hay misiles que golpeen la edificación) y un valor pico de 0.4 a 250 mph.

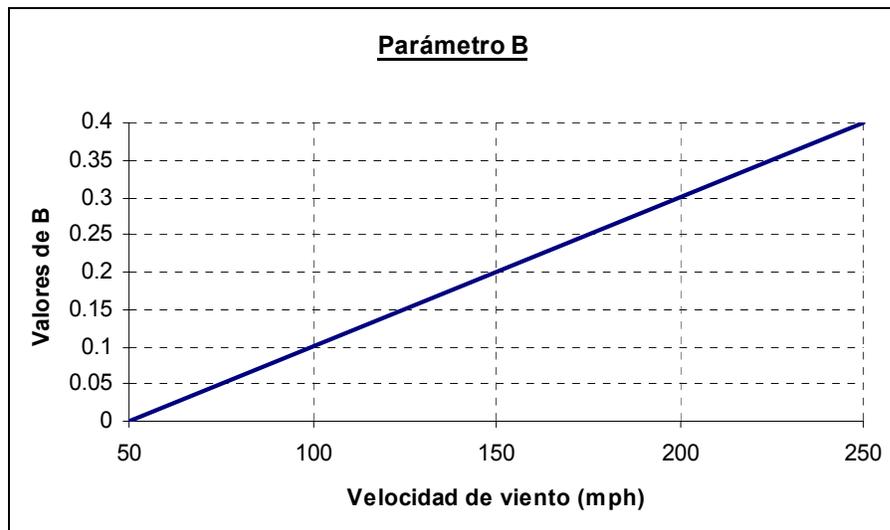


Figura 6-27 Valores del parámetro B usado en el modelo de impacto de misiles

El parámetro C indica la fracción que ocupan las ventanas en las fachadas golpeadas por los escombros. En nuestro modelo se supone conservativamente que tanto la fachada de barlovento como una de las laterales serán susceptibles a impacto de misiles. Se calculó un valor de C promedio para cada edificio de la base de datos, dividiendo el área de una ventana por el área total de la fachada vulnerable.

El parámetro D determina si el impacto del misil causará pérdida de la ventana y depende de la resistencia de la ventana y el momento producido por el impacto del misil. Cope (2004) define este parámetro como una función de distribución acumulativa normal, con una media de 70 mph y una desviación estándar de 10 mph. Los valores de D se muestran en la Figura 6-28.

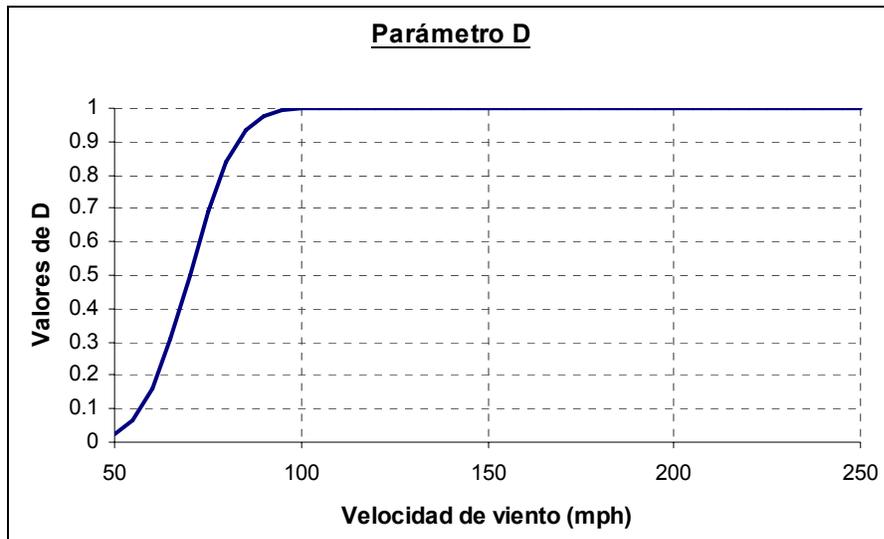


Figura 6-28 Valores del parámetro D usado en el modelo de impacto de misiles

6.3.3 Curvas de fragilidad de aberturas

Durante el proceso de simulación de daño en el sistema de ventanas se combinan demandas aleatorias debido a presión uniforme y a impacto de misiles. En el caso de las puertas enrollables se suponen que éstas son resistentes a impacto. Para cada velocidad de viento de ráfaga de 3 segundos se cuentan las fallas de aberturas y se comparan los resultados obtenidos con los límites dados en la Tabla 4-2, asignando el estado de daño correspondiente. La curva de fragilidad del sistema de aberturas se muestra en la Figura 6-29. Los estados de daño menor y moderado son controlados por la falla de las puertas enrollables: al ocupar grandes superficies, aumentan las demandas por presiones de viento. La falla de los sistemas de ventanas contribuye al estado de daño moderado, debido principalmente al impacto de misiles. Durante la simulación no se registraron edificaciones con estado de daño severo y total.

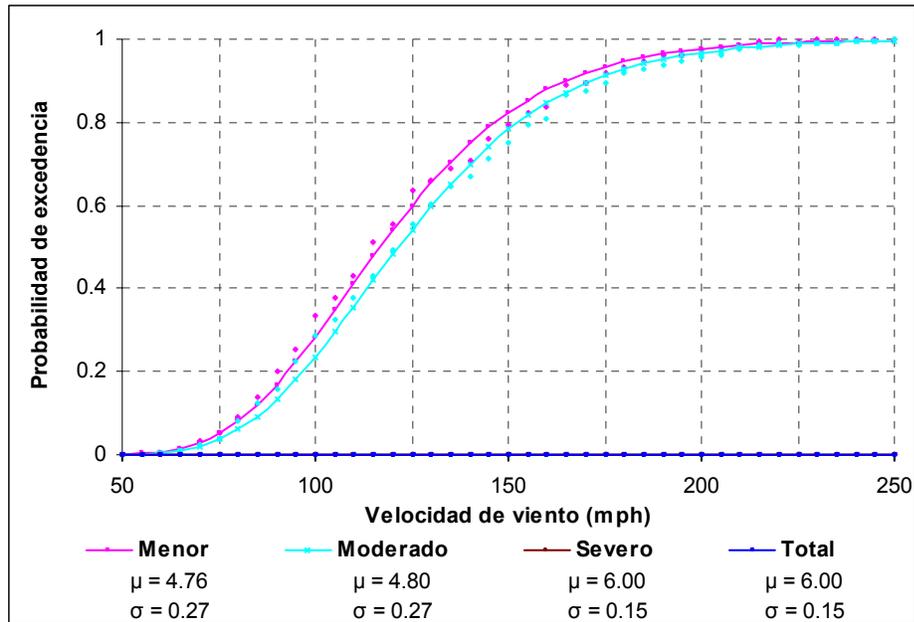


Figura 6-29 Curvas de fragilidad del sistema de aberturas

En la Figura 6-30 se muestran las curvas de fragilidad teniendo en cuenta sistemas de ventanas protegidos con tormenteras y puertas enrollables resistentes a huracanes. El efecto de las tormenteras se logra eliminando el sistema de ventanas de la simulación. De acuerdo con información suministrada por fabricantes (Cornell Iron Works, 2008) las puertas enrollables de alto desempeño pueden soportar velocidades de ráfaga del orden de 140 mph. Se supuso una resistencia promedio de 50 psf con un coeficiente de variación *COV* igual a 0.1.

Las curvas de fragilidad de la Figura 6-30 muestran un incremento apreciable en desempeño respecto a los sistemas de aberturas convencionales. Bajo velocidades de ráfaga de 150 mph el 34% de las edificaciones con aberturas mejoradas sufriría daño moderado, comparado con el 78% de edificios con sistemas de aberturas convencionales (Figura 6-29).

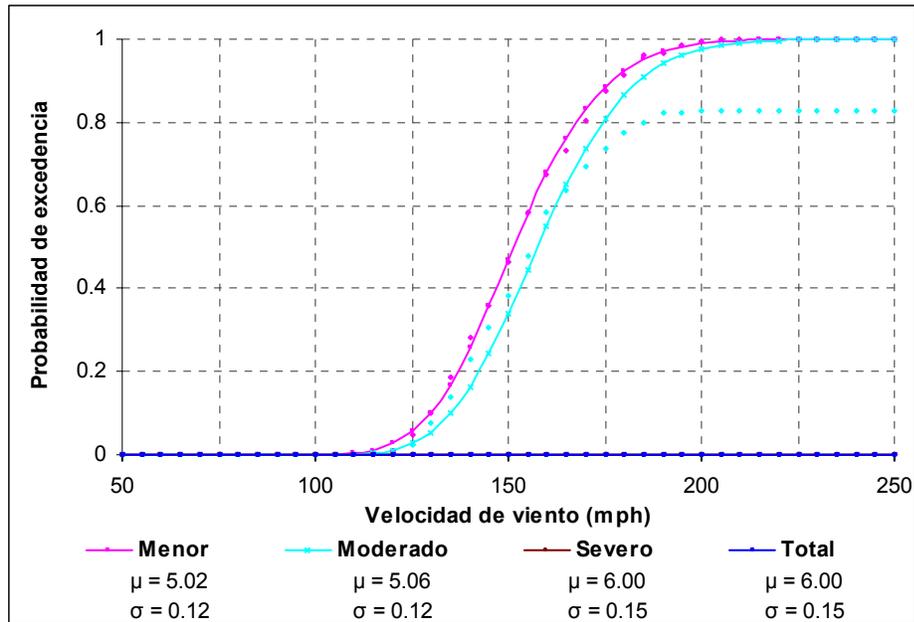


Figura 6-30 Curvas de fragilidad de sistemas de aberturas teniendo en cuenta el efecto de 1) ventanas protegidas con tormenteras y 2) puertas enrollables de alto desempeño

6.4 Sistema de conexión columna-fundación

Aunque la mayoría de daños por viento en edificaciones industriales corresponde a la pérdida de componentes no estructurales, es posible la aparición de un mecanismo de falla típico de edificaciones livianas prediseñadas que se caracteriza por el desprendimiento de la conexión entre las columnas del sistema principal de resistencia y la fundación del edificio. La falla de este elemento genera un “efecto dominó”, causando el colapso de toda la estructura. Rodríguez *et al.* (1990) reportaron este tipo de fallas en edificaciones industriales en Puerto Rico tras el paso del Huracán Hugo en 1989, para velocidades de viento de aproximadamente 110 mph. Sparks *et al.* (1991) también identificaron este tipo de daño en un informe presentado a la Academia Nacional de Ciencias luego del paso del Huracán Alicia por Nueva Orleans en 1985.

6.4.1 Capacidad de las conexiones

De acuerdo con información contenida en planos correspondientes a edificaciones industriales en Puerto Rico, las columnas del sistema principal de resistencia se apoyan ya sea mediante el uso de pedestales de concreto reforzado o directamente sobre la zapata o losa de fundación, tal como se observa en la Figura 6-31.

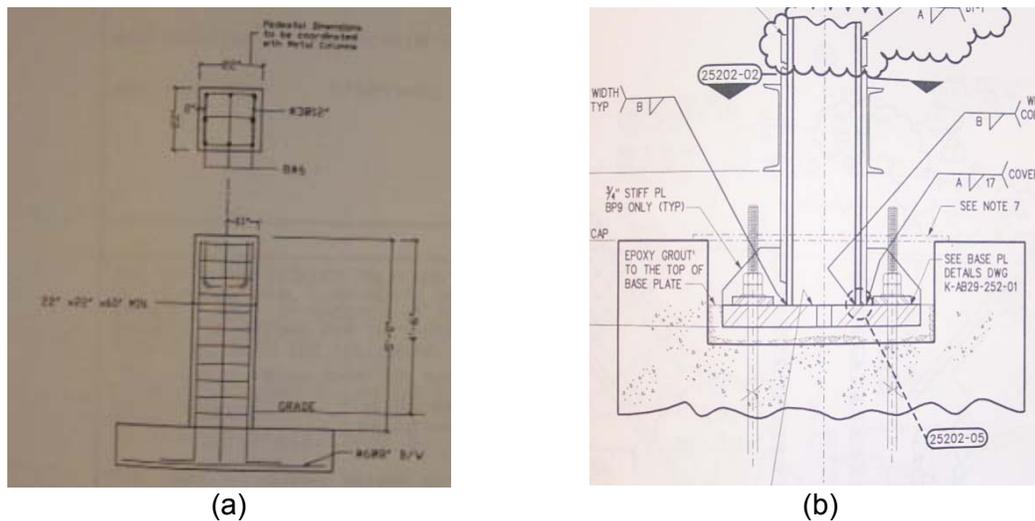


Figura 6-31 Columnas del sistema principal de resistencia apoyadas sobre (a) pedestales de concreto reforzado y (b) directamente sobre la zapata o losa de fundación

Información post desastre (Rodríguez *et al.*, 1990) ha mostrado que las edificaciones industriales en Puerto Rico tuvieron un buen comportamiento estructural bajo las condiciones del huracán Hugo en 1989. Una de las pocas estructuras que presentó daños en las conexiones fue debido al arrancamiento de los pernos de anclaje de su pedestal de concreto, lo cual produjo un colapso progresivo de la edificación. Se encontró que el pedestal estaba pobremente reforzado y que el concreto usado era de baja calidad.

Un anclaje ubicado lejos del borde de un elemento de concreto y sometido a cargas de tensión desarrollará un cono de falla en el concreto, como se observa en la

Figura 6-32 (Newman, 2004). En la mayoría de diseños se usan anclajes espaciados cercanamente, lo que hace que sus conos de falla se solapen parcialmente (Figura 6-33). Los anclajes utilizados en cerca de los bordes de un pedestal solo desarrollarán un cono de falla parcial.

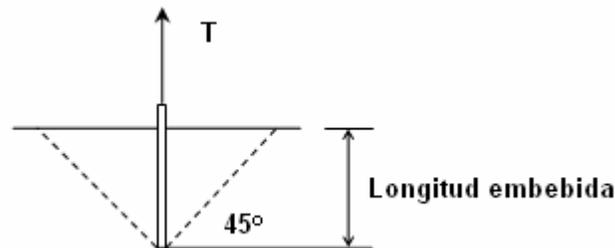


Figura 6-32 Cono de falla completo en el concreto en un anclaje aislado (Newman, 2004)

En una investigación llevada a cabo por López (2005), se calcularon las capacidades a cortante y tensión de diferentes tipos de conexiones columna-fundación comúnmente encontradas en edificaciones industriales de Puerto Rico. Se evaluó el caso de columnas apoyadas directamente sobre la zapata o losa de fundación y resistencias a compresión del concreto de 3000 y 4000 psi. Se tuvo en cuenta la metodología dada en el Apéndice D de la Norma ACI 318-05, ya que se trata de anclajes en elementos de concreto sin refuerzo. La Tabla 6-3 muestra los resultados obtenidos.

Frecuentemente durante el diseño de anclajes sobre pedestales se tiene en cuenta la capacidad del refuerzo vertical del pedestal, para transferir las cargas de tensión a la fundación. Los estribos alrededor de las barras verticales confinan el elemento, ayudando a transferir fuerzas cortantes y evitando el agrietamiento del concreto. Las barras de anclaje deben tener una longitud embebida en el pedestal que sea al menos igual al largo de desarrollo l_d .

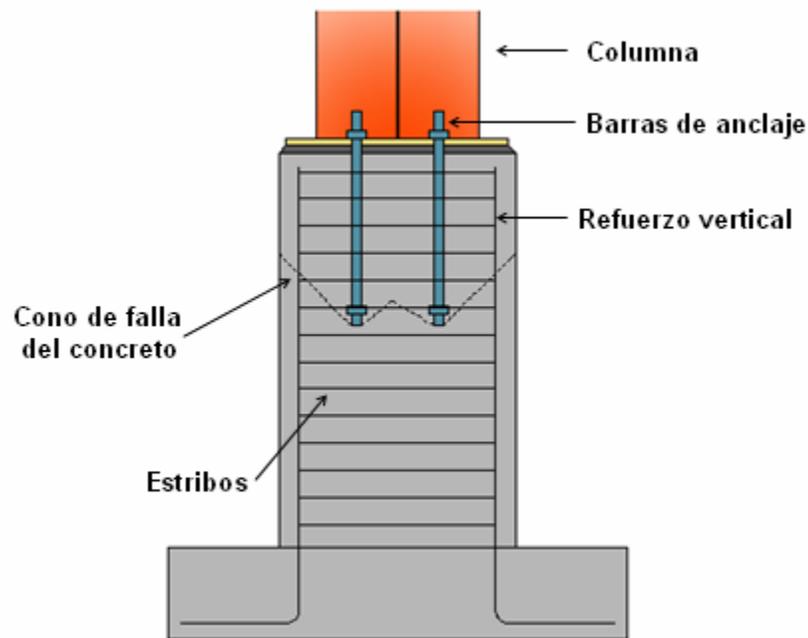


Figura 6-33 Cono de falla parcial en un pedestal de concreto por efecto de la cercanía entre anclajes

Tabla 6-3 Capacidades a tensión y fuerza cortante de las conexiones estudiadas para las resistencias del concreto a compresión indicadas y para columnas ubicadas directamente sobre la zapata o una losa de fundación (López, 2005).

Conexión Tipo	f'_c (psi)	Capacidad a tensión (kips)	Capacidad a cortante (kips)
1	3000	24.77	47.45
2	3000	94.375	114.56
3	3000	84.35	114.56
4	3000	49.53	108
1	4000	33.02	47.45
2	4000	108.96	132.28
3	4000	97.4	132.28
4	4000	66.04	108.29

La capacidad a tensión de un anclaje depende de las capacidades a tensión de la barra de anclaje y del cono de falla de concreto. Generalmente durante el diseño se dimensionan los elementos de tal forma que bajo condiciones extremas se presente una falla dúctil, es decir, asegurándose que el cono de falla del concreto sea más resistente en tensión que las barras de anclaje de acero.

Debido a que no existe una metodología establecida para el cálculo de las capacidades a tensión y cortante de anclajes ubicados en un pedestal de concreto teniendo en cuenta la contribución del refuerzo longitudinal y transversal, se propone llevar a cabo una serie de verificaciones para determinar las capacidades a tensión y cortante de la conexión. A continuación se muestran los pasos seguidos:

- 1) Determinar las dimensiones del pedestal, la resistencia a compresión del concreto $f'c$ y las características de los refuerzos longitudinal y transversal del pedestal (cantidad y diámetro de las barras, esfuerzo de fluencia f_y y el espaciamiento entre estribos). La Tabla 6-4 muestra los valores usados, teniendo en cuenta información disponible en los planos de construcción. Se decidió incluir una configuración hipotética (Tipo 9), correspondiente a un pedestal sin refuerzo. De esta forma, es posible incluir edificaciones con conexiones pobremente diseñadas (como las identificadas por Rodríguez *et al.*, 1990) durante el proceso de simulación de daño.

Tabla 6-4 Características geométricas y propiedades de los materiales usados en el cálculo de las capacidades resistentes de anclajes sobre pedestales de concreto

Conexión Tipo	Dimensiones del pedestal (pulg.)	$f'c$ (psi)	f_y (psi)	Refuerzo del pedestal			
				Longitudinal		Transversal	
				Cantidad de barras	Diámetro (pulg.)	Diámetro (pulg.)	Espaciamiento (pulg.)
5	18 x 18	3000	60000	8	0.75 (#6)	0.375 (#3)	6
6	20 x 20	3000	60000	8	0.75 (#6)	0.375 (#3)	6
7	22 x 22	3000	60000	8	0.75 (#6)	0.375 (#3)	6
8	22 x 22	3000	60000	8	0.75 (#6)	0.375 (#3)	6
9	16 x 16	3000	60000	--	--	--	--

- 2) Identificar el tipo de anclaje usado (barras con ganchos o tuercas), la cantidad y diámetro de las barras, la longitud de anclaje efectiva h_{ef} y el grado del acero (Tabla 6-5).

Tabla 6-5 Características geométricas y propiedades mecánicas de los anclajes estudiados

Conexión Tipo	Barras de anclaje						
	Tipo de anclaje	Cantidad de barras	Diámetro (pulg.)	Tipo de acero	f_y (psi)	f_u (psi)	h_{ef} (pulg.)
5	Ganchos	4	3/4	A-307	36000	58000	17
6	Tuercas	4	1	A-307	36000	58000	18
7	Tuercas	4	1	A-307	36000	58000	21
8	Tuercas	4	7/8	A-307	36000	58000	20
9	Ganchos	4	3/4	A-307	36000	58000	17

- 3) Verificar si la longitud de anclaje h_{ef} en el pedestal es mayor o igual a la longitud de desarrollo mínima requerida. En el caso de barras con tuercas se conoce como ld ; los valores correspondientes se muestran en la Tabla 6-6. La longitud mínima para barras con ganchos o ldh , está dada en la sección 12.5.2 de la ACI 318-05. Dicha ecuación fue modificada por la Ecuación(6-6), sustituyendo el valor de f_y por f_u ya que en la práctica los anclajes se diseñan para alcanzar el esfuerzo último.

$$ldh = \frac{0.02\psi_e \lambda f_u}{\sqrt{f'c} d_b} \quad (6-6)$$

donde ψ_e y λ son factores que tienen en cuenta la presencia de recubrimiento epóxico en las barras de anclaje y el tipo de concreto (ligero o convencional), respectivamente. En ambos casos se asumirán iguales a uno; f_u es el esfuerzo último de las barras, en psi; $f'c$ es la resistencia a compresión del concreto (psi); y d_b es el diámetro nominal de la barra de anclaje (pulgadas).

- 4) Si h_{ef} es mayor o igual que la longitud mínima de desarrollo ld o ldh , el anclaje es capaz de alcanzar el esfuerzo último f_u , sin desprenderse del concreto. En caso contrario ($h_{ef} < ld$ o ldh) se calcula el esfuerzo de tensión admisible f_a , despejándolo de la Ecuación (6-6). Por último se verifica que el área del acero de refuerzo del pedestal A_s sea mayor a A_{sm} (mínimo valor requerido para soportar f_u o f_a):

$$A_{sm} = \frac{n \cdot F \cdot A_t}{f_y} \quad (6-7)$$

donde n es el número de barras de anclaje; F es el esfuerzo f_u o f_a ; A_t es el área por barra de anclaje; y f_y es el esfuerzo de fluencia de las barras de refuerzo. Las capacidades a tensión obtenidas se muestran en la Tabla 6-7.

Tabla 6-6 Longitudes de desarrollo mínimas ld en barras de anclaje con tuercas (Tomado de Shipp y Haninger, 1983)

Diámetro (pulg.)	Área de esfuerzos de tensión (pulg²)	ld para aceros A-307 (pulg.)
$\frac{1}{2}$	0.142	6
$\frac{5}{8}$	0.226	7.5
$\frac{3}{4}$	0.334	9
$\frac{7}{8}$	0.462	10.5
1	0.606	12
$1\frac{3}{8}$	0.763	13.5
$1\frac{1}{4}$	0.969	15

- 5) En el caso de las capacidades a cortante, se escoge el menor valor entre la resistencia a cortante de las barras V_b (Ecuación D-20 de la ACI 318-05) y la resistencia a cortante del pedestal V_n (Ecuación 11-2 de la ACI 318-05).

$$V_b = n(0.6A_{se}f_u) \quad (6-8)$$

donde n es el número de barras de anclaje y A_{se} es el área transversal efectiva del anclaje, en pulgadas cuadradas (Ecuación (6-9)):

$$A_{se} = \frac{\pi}{4} \left(d_b - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2 \quad (6-9)$$

donde d_b es el diámetro de la barra y n_t es el número de cuerdas del tornillo por pulgada, que en nuestro caso es igual a 10.

La resistencia a cortante del pedestal V_n se calcula mediante la expresión:

$$V_n = V_s + V_c \quad (6-10)$$

V_s y V_c son las resistencias a cortante de los estribos y del concreto, respectivamente. A su vez V_s está dada por la Ecuación 11-15 de la ACI 318-05:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (6-11)$$

donde A_v es el área de refuerzo a cortante en el espaciamiento entre estribos s (pulgadas) y d es la distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tensión (en pulgadas).

La resistencia a cortante del concreto V_c para miembros sometidos a tensiones significativas está dada por la Ecuación 11-8 de la ACI 318-05:

$$V_c = 2 \left(1 + \frac{N_u}{500A_g} \right) \quad (6-12)$$

donde N_u es la fuerza axial factorizada normal a la sección transversal del elemento y se toma negativa para tensión (libras). A_g es el área bruta de la sección de concreto, en pulgadas cuadradas.

En la Tabla 6-7 solo se muestran los valores obtenidos de V_s , ya que la contribución del concreto a la resistencia total en cortante depende del nivel de demandas en la conexión. Por esta razón solo es posible evaluar V_c durante la rutina de simulación.

Tabla 6-7 Capacidades a tensión y fuerza cortante de las conexiones estudiadas en columnas ubicadas sobre un pedestal de concreto reforzado; (a) El menor valor entre V_b y V_n , donde $V_n = V_s + V_c$; (b) Calculado por medio del Apéndice D de la norma ACI 318-05

Conexión Tipo	Capacidad a tensión(kips)	Parámetros de la capacidad a cortante			Capacidad a cortante(kips)
		V_b (kips)	V_s (kips)	V_c (kips) $f(N_u)$	
5	37.0	46.6	34.1	$30.6 + 1.89 * 10^{-4} N_u$	(a)
6	140.6	89.1	38.5	$38.3 + 1.92 * 10^{-4} N_u$	(a)
7	140.6	89.1	42.9	$47.0 + 1.94 * 10^{-4} N_u$	(a)
8	107.2	65.4	42.9	$47.0 + 1.94 * 10^{-4} N_u$	(a)
9	13.9 ^(b)	--	--	--	18.3 ^(b)

Para tener en cuenta la variabilidad en las capacidades resistentes de la Tabla 6-3 y la Tabla 6-7 debido a los procesos constructivos y deterioro de los sistemas de conexión columna-fundación, se asigna un coeficiente de variación COV de 0.1.

De acuerdo con el Comentario RD.7 de la Norma ACI 318-05, la resistencia del anclaje bajo esfuerzos combinados de tensión y corte, puede calcularse por medio de la ecuación de interacción:

$$\left(\frac{N_{ua}}{\phi N_n}\right)^{\xi} + \left(\frac{V_{ua}}{\phi V_n}\right)^{\xi} \leq 1.0 \quad (6-13)$$

donde N_{ua} y V_{ua} representan, respectivamente, las fuerzas de tensión y cortantes mayoradas aplicadas al anclaje, pero que en nuestro caso son las fuerzas netas resultantes de aplicar la combinación de carga muerta más carga de viento, aplicando un factor de amplificación igual a uno. N_n y V_n son, respectivamente, las resistencias nominales en tensión y cortante que se muestran en la Tabla 6-3 y la Tabla 6-7. El factor de reducción de capacidad ϕ se toma igual a uno. Según el comentario RD.7 de la Norma ACI 318-05, el exponente ξ se supone igual a 5/3. La Figura 6-34 muestra una representación gráfica de la ecuación de interacción de esfuerzos.

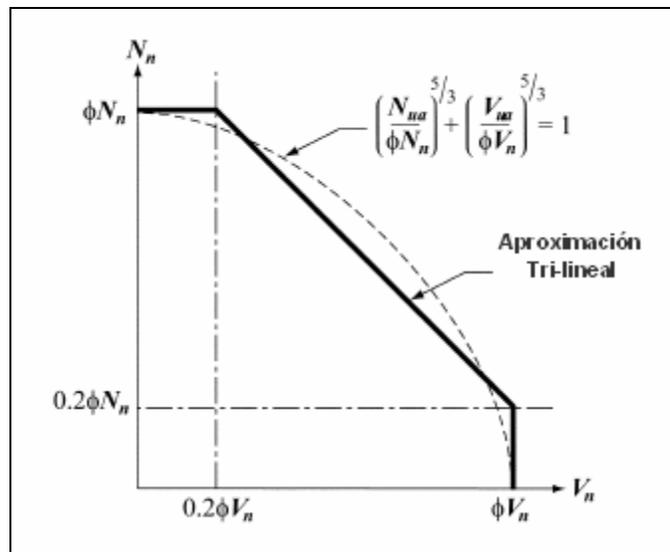


Figura 6-34 Representación gráfica de la ecuación de interacción entre fuerzas cortantes y de tensión (Adaptado de la Figura RD.7 de la Norma ACI 318-05)

6.4.2 Determinación de demandas usando análisis estructural

A diferencia de los componentes no estructurales, la complejidad en la determinación de demandas inducidas por viento en estructuras estáticamente indeterminadas hace necesario recurrir a herramientas computacionales que empleen análisis más sofisticados. Mediante la revisión de planos constructivos se procedió a realizar doce modelos computacionales correspondientes a las edificaciones bajo estudio con el fin de determinar las demandas debido a viento, las cuales se traducen en la aparición de fuerzas de tracción y corte en la conexión columna-fundación. Las edificaciones modeladas cumplen con las siguientes características:

- a) Estructuras de baja altura (de uno o dos pisos como máximo y alturas menores a 60 pies).
- b) Sistema estructural correspondiente a vigas y columnas en acero.
- c) Estructuras livianas, con sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica.

Mediante el uso del programa ETABS versión 8.5 (CSI, 2004) se hicieron análisis estáticos lineales bajo diferentes velocidades de viento. En la Figura 6-35 se muestra una de las edificaciones modeladas teniendo en cuenta la información recopilada en los planos revisados.

Se decidió trabajar las conexiones viga-columna como resistentes a momentos y las conexiones en la base se modelaron articuladas, de acuerdo a las prácticas de diseño en este tipo de edificaciones. Las superficies de fachada fueron modeladas usando áreas nulas, las cuales no aportan rigidez ni masa a la estructura y que se utilizan para definir presiones basadas en áreas aferentes.

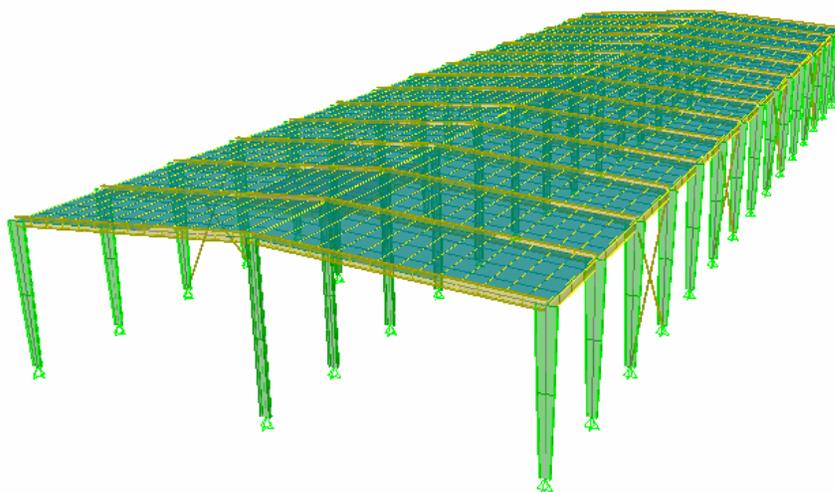


Figura 6-35 Estructura típica modelada en ETABS.

Las cargas de viento fueron modeladas por medio de presiones normales a las superficies de fachada y cubierta de la edificación, las cuales son generadas automáticamente por ETABS. Los valores de los coeficientes de presión externa fueron obtenidos del método 2 (Sistema principal de resistencia a viento) de la norma ASCE 7-05, mientras que el producto entre el coeficiente de presión interna y el factor de ráfaga GCp_i se trabajó con un valor de ± 0.18 , correspondiente a una clasificación de cerramiento “cerrada” (Figura 6-5 ASCE 7-05), de acuerdo con el porcentaje de aberturas en fachadas obtenido de los planos revisados. En todos los modelos se consideró categoría de exposición C mientras que el factor de direccionalidad K_d , el factor topográfico K_{zt} y el coeficiente de importancia I se supusieron iguales a uno. Cada una de las estructuras se analizó considerando viento en la dirección paralela y perpendicular a la cumbrera (X y Y respectivamente) tal como se observa en la Figura 6-36.

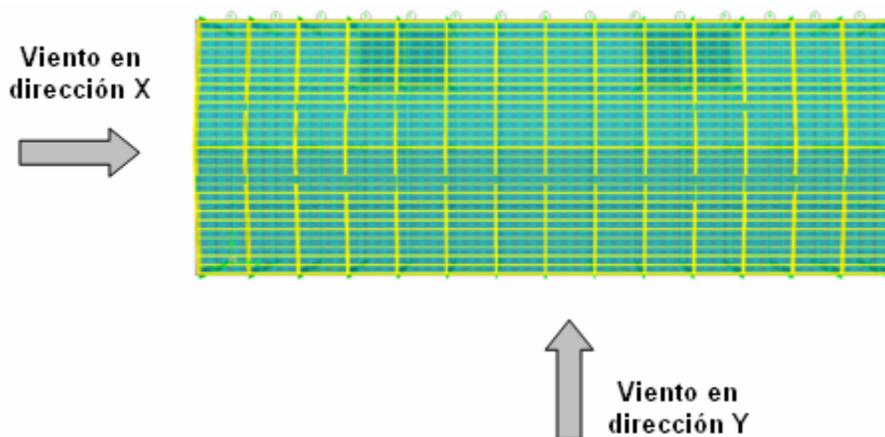


Figura 6-36 Direcciones de viento analizadas.

En el análisis estructural se consideraron cargas debidas al peso propio de los elementos, es decir, columnas, vigas, cubierta y elementos secundarios de apoyo, además se incluyó el peso de elementos no estructurales (sistemas eléctricos, de ventilación, fachadas, etc.) como un porcentaje del peso propio, que se supuso igual a 10%.

La metodología de simulación requiere determinar para cada edificación dos ecuaciones que definan la variación de (1) las reacciones horizontales y (2) las reacciones verticales de una columna que llamaremos crítica en función de la presión en la fachada de barlovento, es decir, la primera columna que experimenta arrancamiento debido al efecto combinado de fuerzas cortantes y de tensión. Esta variación, que es lineal y se muestra en la Figura 6-37, se obtuvo mediante análisis estáticos lineales de los modelos bajo dos velocidades de ráfaga de tres segundos diferentes, V_0 y V_1 . Las presiones asociadas en la fachada de barlovento p_0 y p_1 se calculan con la ecuación:

$$p = q_h [(GC_p) - (GC_{pi})] \quad (6-14)$$

El valor de q_h se obtiene de la Ecuación 6-15 de la Norma ASCE 7-05; mientras que GC_p es el correspondiente al producto del factor de ráfaga por el coeficiente de presión externa en la fachada de barlovento (Figura 6-6 de la ASCE 7-05). Para considerar el caso más crítico se tomó GC_{p_i} igual a -0.18 ya que las presiones internas negativas favorecen el incremento de las fuerzas de succión en la cubierta y por consiguiente la magnitud de las reacciones verticales en las conexiones.

De acuerdo con la Figura 6-37 las reacciones en la base de las columnas pueden obtenerse mediante la relación:

$$R_i = m.p_i + b \quad (6-15)$$

donde R_i es el valor de la reacción horizontal o vertical en la columna crítica y p_i es la presión en la fachada de barlovento asociada a la velocidad de viento de ráfaga de tres segundos V_i . Los valores de la pendiente de la recta m y el intercepto con el eje de las reacciones b fueron obtenidos para cada una de las edificaciones estudiadas, los cuales dependerán básicamente de la dirección de viento analizada.

De acuerdo con la Tabla 4-2, el daño en el sistema de conexión columna-fundación fue definido como la falla de al menos tres pórticos consecutivos (colapso de la estructura), ya que suponer daño en una sola columna conduciría a resultados demasiado conservadores. Debido a lo anterior se decidió realizar un estudio detallado de una de las edificaciones de la base de datos mediante el uso de ETABS y de esta forma se estimó la capacidad residual en términos de presión de viento Δp que tiene la estructura entre la falla de la primera columna y el colapso total.

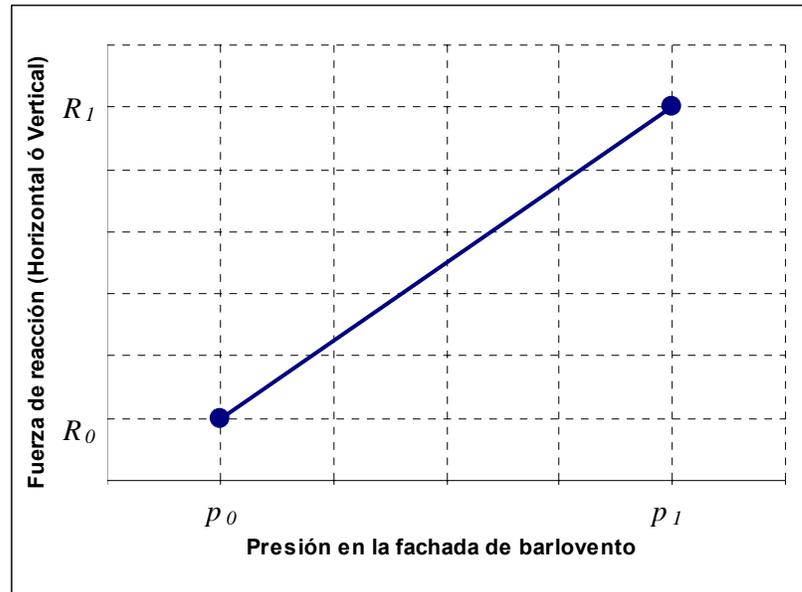


Figura 6-37 Variación lineal de las reacciones en la conexión columna-fundación en función de la presión en la fachada de barlovento.

A continuación se enumeran las suposiciones hechas en el análisis incremental:

- a) El peso propio se considera en las cargas para el análisis de la primera columna que falla, pero no en los incrementos de carga que llevan a la falla de las columnas restantes.
- b) Se considera que las columnas que fallan no se descargan.
- c) Se tomó el 110% del peso propio para considerar cargas debido a componentes tales como fachadas, sistemas mecánicos y eléctricos, etc.
- d) En el análisis se consideraron dos modelos de presión de viento para estimar las demandas en MWFRS que corresponden a edificaciones de cualquier altura y edificaciones de baja altura menores a 60 pies (Figuras 6-6 y 6-10 de la ASCE 7-05, respectivamente).

Los resultados obtenidos se resumen a continuación:

- a) Entre la falla de la primera columna y el colapso de la estructura hay entre un 7% y un 20% de diferencia en velocidad de viento, dependiendo del modelo de presiones supuesto.
- b) Las diferencias en las velocidades de falla de la primera columna V_f entre los dos modelos de presiones supuestos es menor al 8%
- c) Las diferencias en las velocidades de colapso V_{col} entre los dos modelos de presiones supuestos es menor al 4%.

La principal conclusión a la que se llega con este análisis es que la capacidad residual de resistencia de la estructura una vez se presenta falla de la primera columna, es bastante limitada (entre un 7% y un 20% de la velocidad inicial de falla V_f). Teniendo en cuenta lo anterior se supondrá una velocidad de falla del sistema V_{col} igual a $1.07V_f$ que corresponde al valor mínimo obtenido en los dos modelos de presiones.

6.4.3 Curvas de fragilidad del sistema de conexión columna-fundación

Durante el proceso de simulación en cada edificación muestreada se calcula la velocidad de falla V_f de la primera columna bajo esfuerzos combinados de tensión y corte, mediante el uso de la ecuación de interacción dada en la Ecuación (6-13) y su respectiva velocidad de colapso V_{col} . Si las velocidades de viento generadas aleatoriamente son mayores que V_{col} , se registra estado de daño total. La curva de fragilidad correspondiente se muestra en la Figura 6-38. A partir de las 120 mph se registra colapso en edificaciones con conexiones débiles, lo cual es consistente con

información histórica disponible. Bajo un huracán de categoría cinco, con una velocidad de ráfaga de 200 mph, el 41% de las edificaciones presentaría colapso de su sistema estructural.

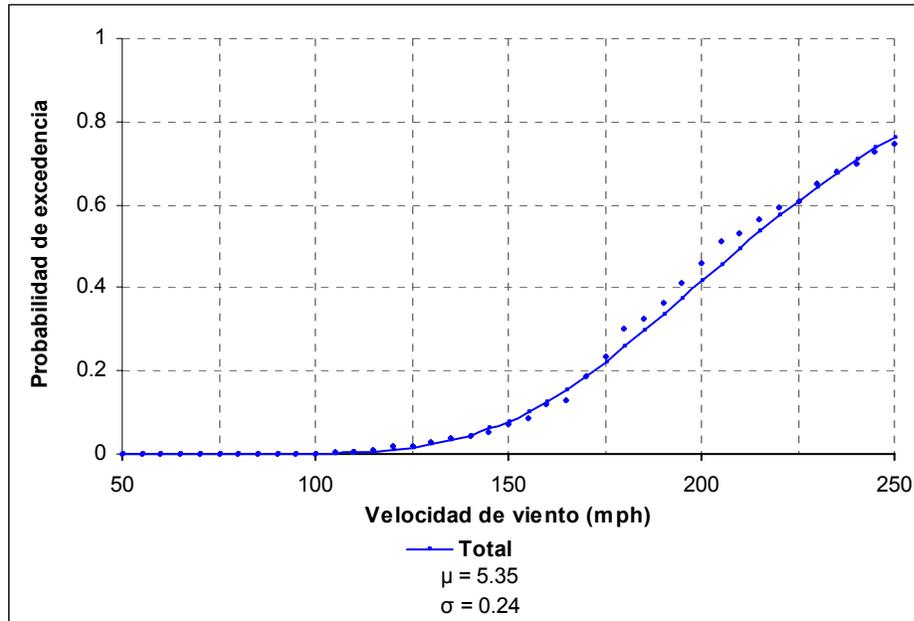


Figura 6-38 Curva de fragilidad del sistema de conexión columna-fundación

CAPITULO 7

FRAGILIDAD DE EDIFICACIONES INDUSTRIALES

7.1 Introducción

La fragilidad del sistema se obtuvo en esta tesis asignando igual peso a cada uno de los componentes vulnerables, es decir, independientemente de cuál sea el componente que presente el mayor estado de daño, la estructura caerá bajo la misma designación de daño. Se consideraron tres tipos de sistemas durante el desarrollo de las curvas de fragilidad: 1) sistemas convencionales; 2) sistemas no convencionales y 3) sistemas mejorados. La diferencia entre ellos es el tipo de conexión atornillada en las láminas de cubierta y fachada (valle, cresta y mejorada, respectivamente). Estos sistemas pueden subdividirse en categorías más específicas, teniendo en cuenta los calibres de las láminas metálicas. También se analizó dichos sistemas teniendo en cuenta el uso de tormenteras en las ventanas y puertas enrollables resistentes a huracanes. Finalmente se llevó a cabo un análisis de sensibilidad para determinar los efectos de diferentes configuraciones en el desempeño total de edificaciones industriales.

7.2 Algoritmo de combinación

La metodología para obtener las curvas de fragilidad del sistema está basada en el algoritmo de combinación propuesto por García (2007), que supone igual contribución de cada componente vulnerable al daño del sistema. A cada componente se le asigna un número de identificación I_c que varía de 0 a 4, con cero correspondiente a ningún

daño y 4 a daño total. En el caso de los componentes no estructurales (los cuales presentan falla progresiva) se asignan valores de 0, 1, 2, 3 o 4; al sistema de conexión columna-fundación le corresponden valores de 0 o 4. A continuación para cada edificio a una determinada velocidad de viento se lee I_c en cada uno de los componentes y se registra el valor más alto. Este proceso se repite para todas las velocidades de viento de forma que todos los I_c con valores iguales a 1 son contados y tenidos en cuenta para daño menor; los I_c iguales a 2 para estados de daño menor y moderado y así sucesivamente. En la Figura 7-1 se explica en detalle el proceso de combinación de fragilidades.

7.3 Fragilidad de sistemas convencionales

Los sistemas convencionales (C) representan el caso más común que puede encontrarse en edificios metálicos de Puerto Rico. Se emplean sistemas de cubierta y fachada con conexiones en los valles de la lámina ya que según el inventario disponible se trata de la práctica constructiva predominante en este tipo de edificaciones.

Se han considerado seis subcategorías (Tabla 7-1) las cuales resultan de combinar los calibres de las láminas metálicas de cubierta y fachada, dejando constantes los parámetros correspondientes a los sistemas de aberturas y de conexión columna-fundación.

En la Figura 7-2 se observa la curva de fragilidad del sistema C4, que es una de las configuraciones más común entre los edificios metálicos de Puerto Rico. Los estados de daño menor y moderado son controlados por los sistemas de aberturas y cubierta. Los demás estados de daño son controlados exclusivamente por la falla del sistema de cubierta.

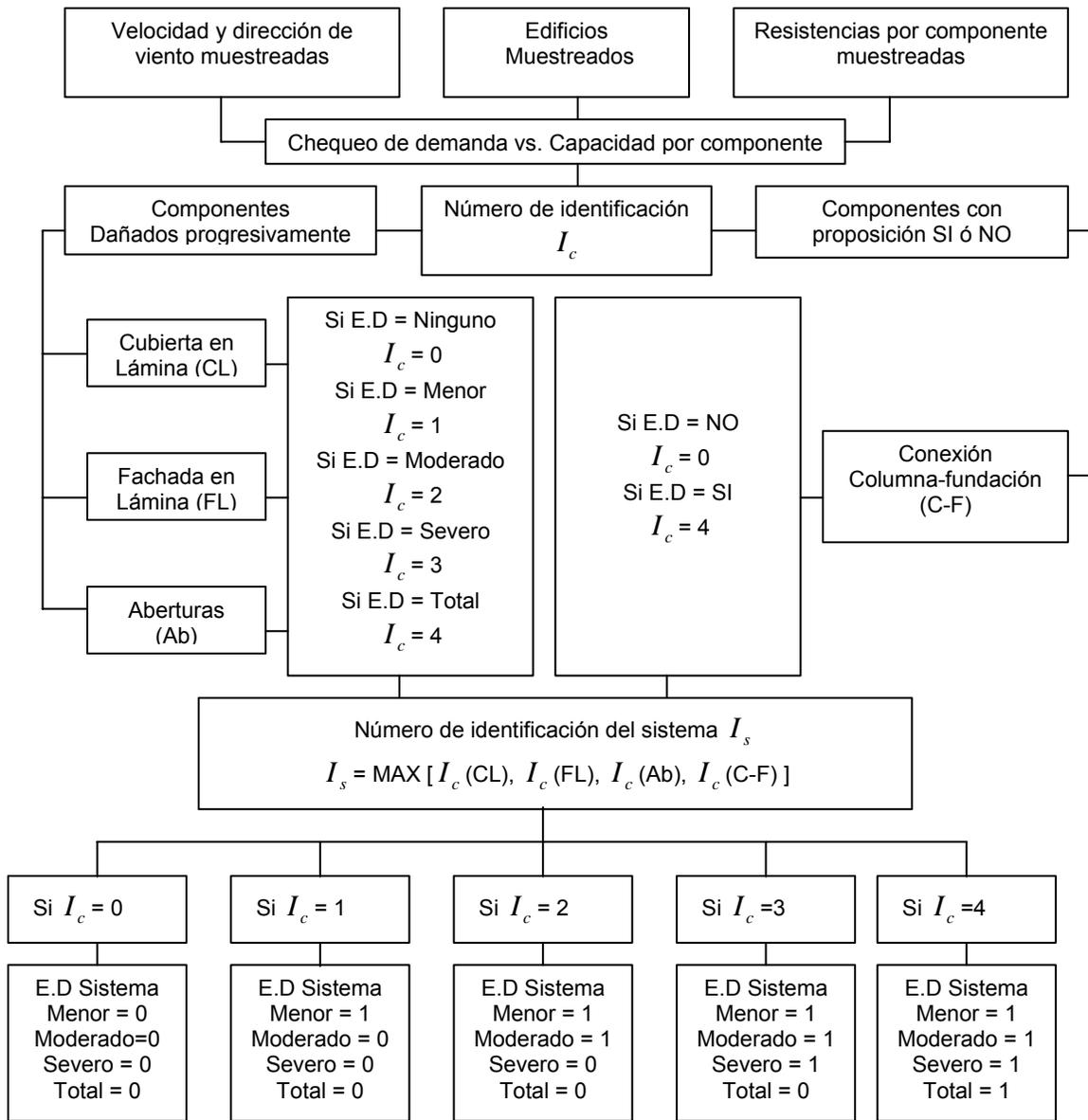


Figura 7-1 Diagrama de flujo de obtención de la fragilidad del sistema (Adaptado de García, 2007)

Este tipo de edificaciones presentan riesgo de sufrir algún tipo de daño no estructural bajo tormentas tropicales fuertes, a partir de velocidades de ráfaga de 65 mph. Bajo vientos con velocidades de ráfaga de 100 mph (huracán Categoría 1), aproximadamente el 6% de las edificaciones C4 sufrirían daño total, mientras que el

escenario de daño más severo (con daños totales en el 100% de las edificaciones), ocurriría a velocidades de ráfaga de 220 mph (huracán Categoría 5) (Figura 7-2).

Tabla 7-1 Clasificación de los sistemas convencionales (C) de acuerdo con el calibre de lámina en cubierta y fachadas

Subcategoría	Calibre de lámina	
	Cubierta	Fachada
C1	18	18
C2	20	20
C3	22	22
C4	24	24
C5	24	26
C6	26	26

La Figura 7-3 muestra las curvas de fragilidad de sistemas C4 teniendo en cuenta el efecto de tormenteras y puertas resistentes a huracanes. La única diferencia apreciable con el sistema anterior es una translación de los estados de daño menor y moderado hacia velocidades más altas. Esta vez todos los estados de daño se encuentran controlados exclusivamente por la falla del sistema de cubierta. En general se observa una mejora en el desempeño del sistema. Por ejemplo, bajo velocidades de ráfaga de 100 mph aproximadamente el 9% de las edificaciones sufriría daño moderado, comparado con un 26% del sistema original.

En la Figura 7-4 hasta la Figura 7-13 se presentan las curvas de fragilidad correspondientes a las demás subcategorías. Los parámetros de fragilidad correspondientes se presentan en la Tabla 7-2 y la Tabla 7-3. Cabe resaltar el efecto que produce el calibre de la lámina de cubierta en el desempeño total del sistema. El análisis de sensibilidad que se presenta en la sección 7.6.2 muestra en detalle dichos efectos. El sistema C6 representa la configuración convencional con peor desempeño posible que puede ser encontrada en el campo. Esta combina sistemas de cubierta y fachada con paneles metálicos calibre 26 y tampoco se provee protección en las

aberturas. Los estados de daño menor y moderado son controlados por los sistemas de aberturas y cubierta. Los demás estados de daño son controlados exclusivamente por la falla del sistema de cubierta. En la Figura 7-12, se observa que este tipo de edificaciones son susceptibles a sufrir daños no estructurales, debido a la falla en su sistema de aberturas, a partir de velocidades de ráfaga de 60 mph, correspondientes a una tormenta tropical. Bajo velocidades de ráfaga de 90 mph (huracán Categoría 1), el 17% de las edificaciones sufriría daño moderado (Figura 7-12). Si a continuación se analiza el efecto de la protección en los sistemas de aberturas (Figura 7-13), se observa que bajo las mismas condiciones anteriores, se registraría daño moderado en el 10% de las edificaciones. Esto demuestra que dicha protección tiene un efecto escaso en el desempeño de la edificación y que no se justifica invertir en proteger las aberturas de dichos sistemas débiles.

En el caso de sistemas C1 (Figura 7-4), que corresponde a la configuración convencional con el mejor desempeño posible, los estados de daño menor y moderado son controlados por la falla de los sistemas de aberturas y con una mínima contribución del sistema de cubierta. Los demás estados de daño son controlados exclusivamente por la falla del sistema de cubierta. Como se observa en la Figura 7-12, bajo velocidades de ráfaga de 150 mph (huracán Categoría 4), el 22 % de las edificaciones C1 sufriría daño total. Bajo las mismas condiciones, las 84% de las edificaciones C6 (Figura 7-12) y el 67% de las C4 (Figura 7-2) sufrirían daño total. El efecto de la protección en las aberturas de los sistemas C1 se muestra en la Figura 7-5. Nuevamente se observa una translación de los estados de daño menor y moderado hacia velocidades más altas. Este sistema es capaz de soportar vientos de hasta 100 mph (huracán Categoría 2), sin sufrir daño alguno. Nótese la mejora en desempeño,

comparando este valor de velocidad con los obtenidos para sistemas débiles C6 (60 mph) y la configuración ampliamente usada C4 (65mph).

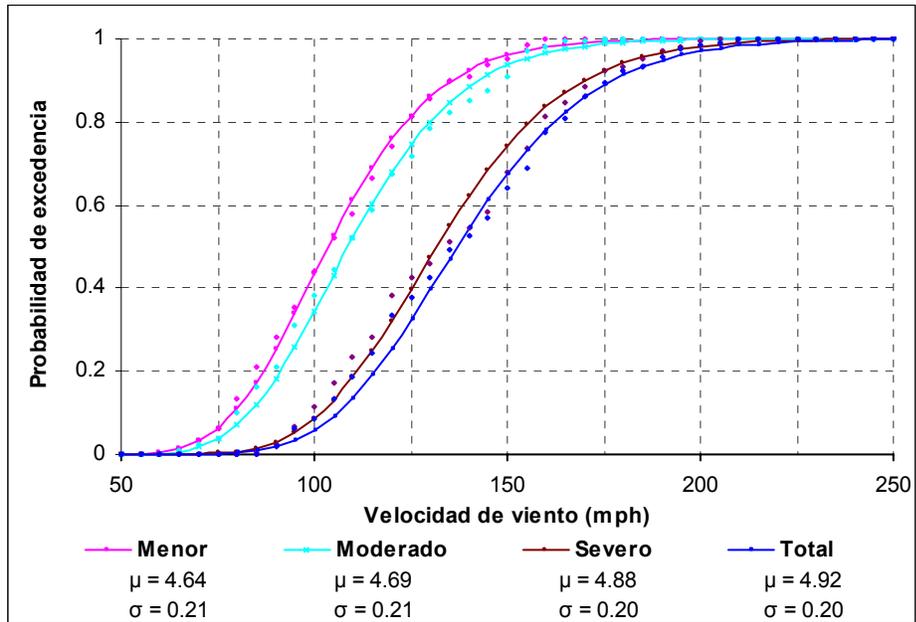


Figura 7-2 Familia de curvas de fragilidad del sistema C4

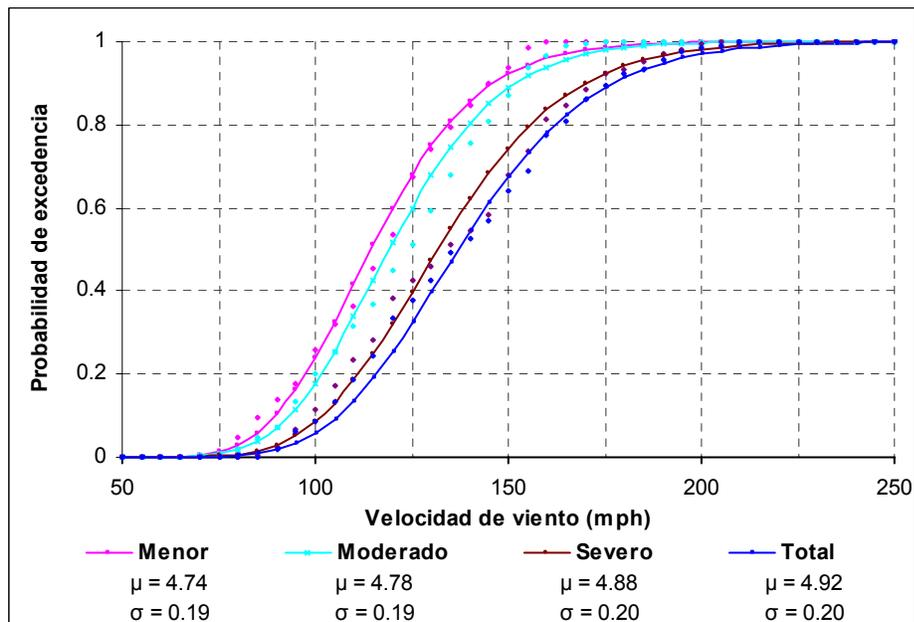


Figura 7-3 Familia de curvas de fragilidad del sistema C4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

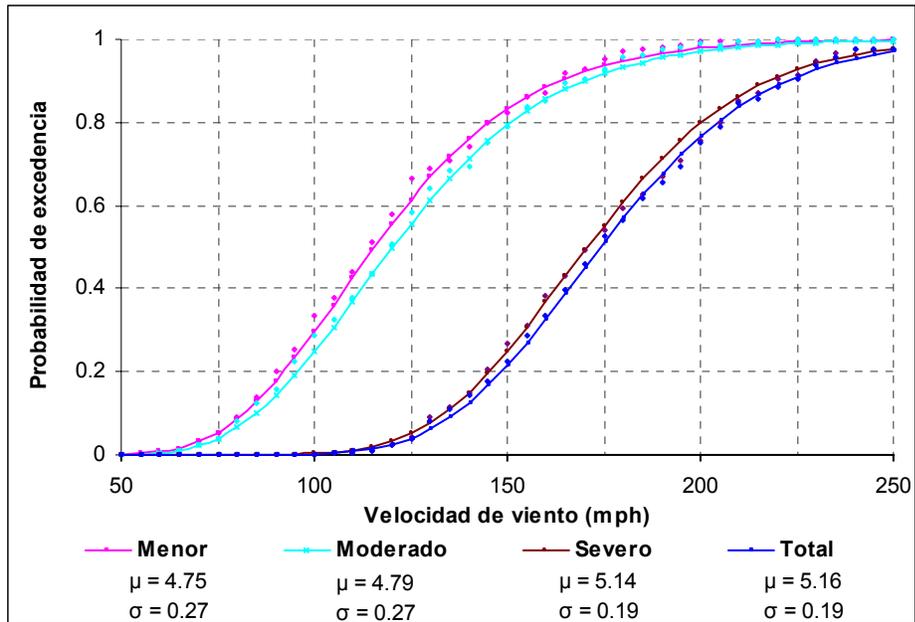


Figura 7-4 Familia de curvas de fragilidad del sistema C1

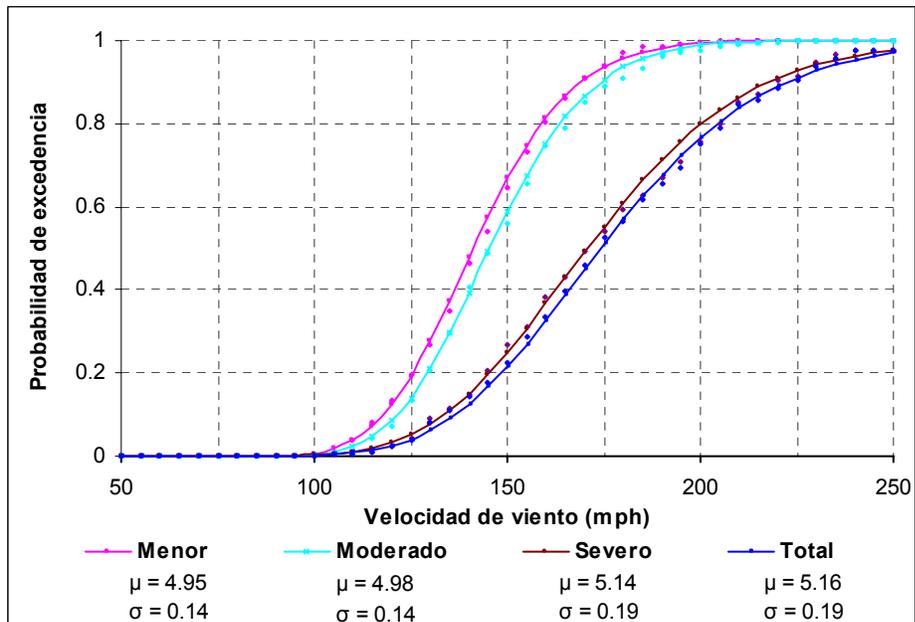


Figura 7-5 Familia de curvas de fragilidad del sistema C1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

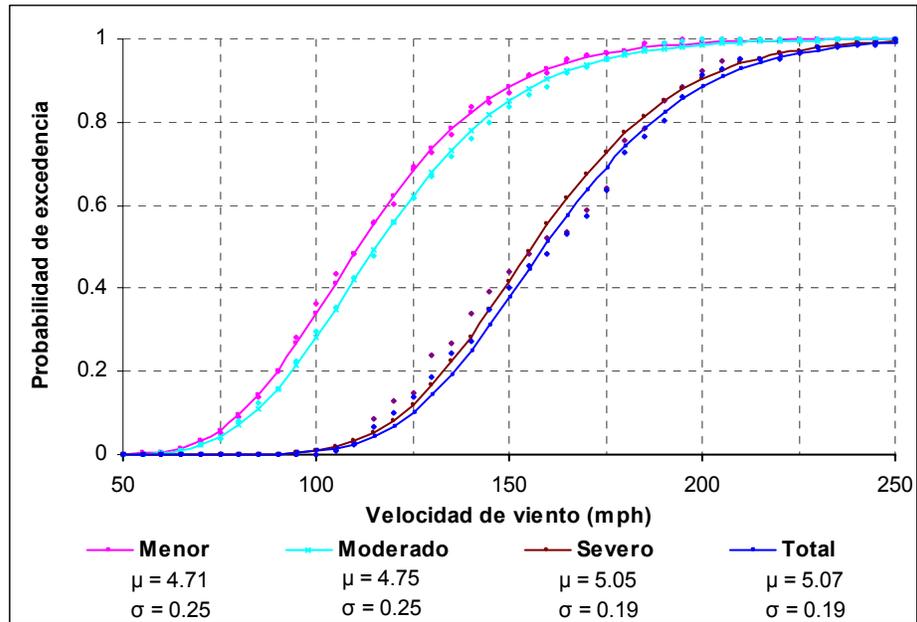


Figura 7-6 Familia de curvas de fragilidad del sistema C2

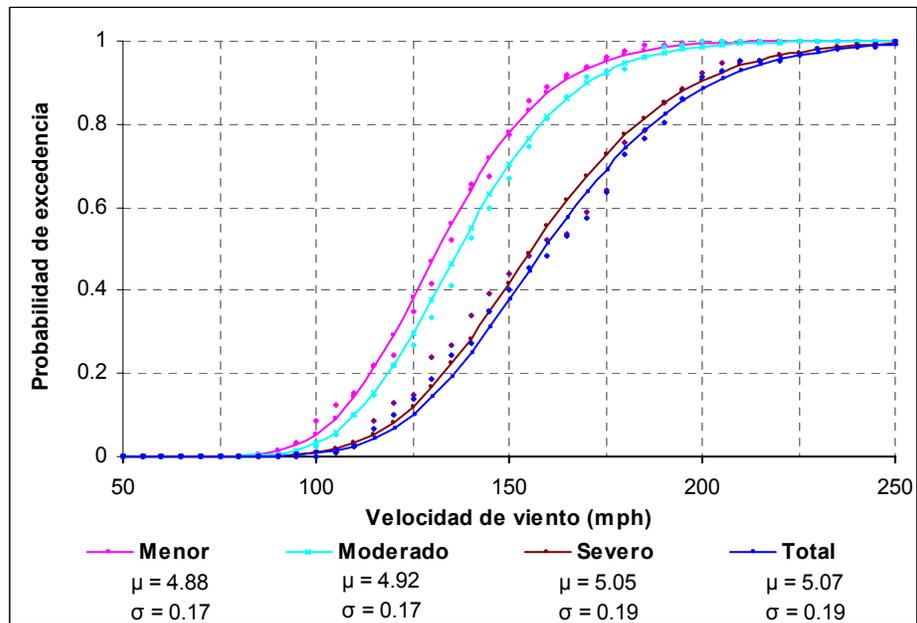


Figura 7-7 Familia de curvas de fragilidad del sistema C2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

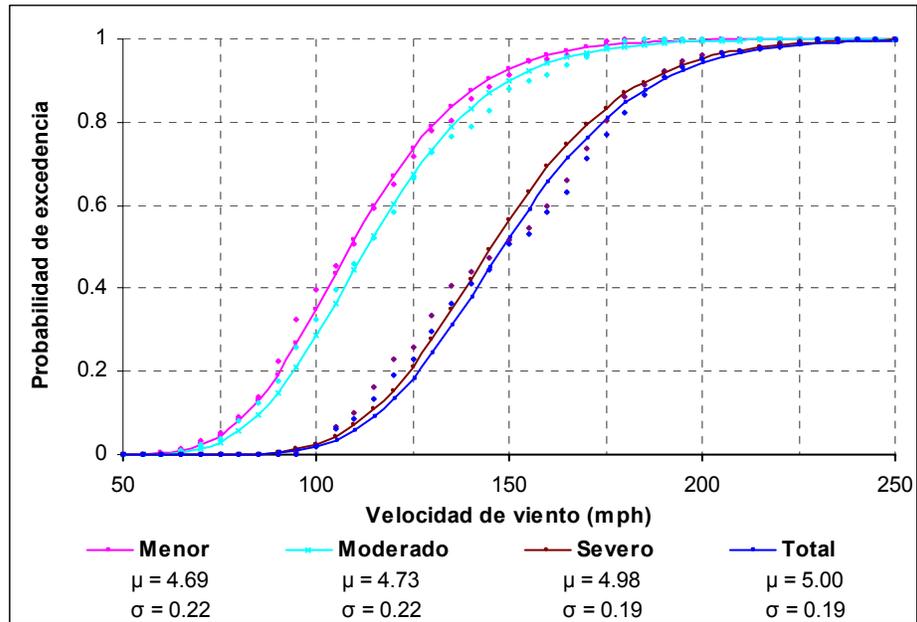


Figura 7-8 Familia de curvas de fragilidad del sistema C3

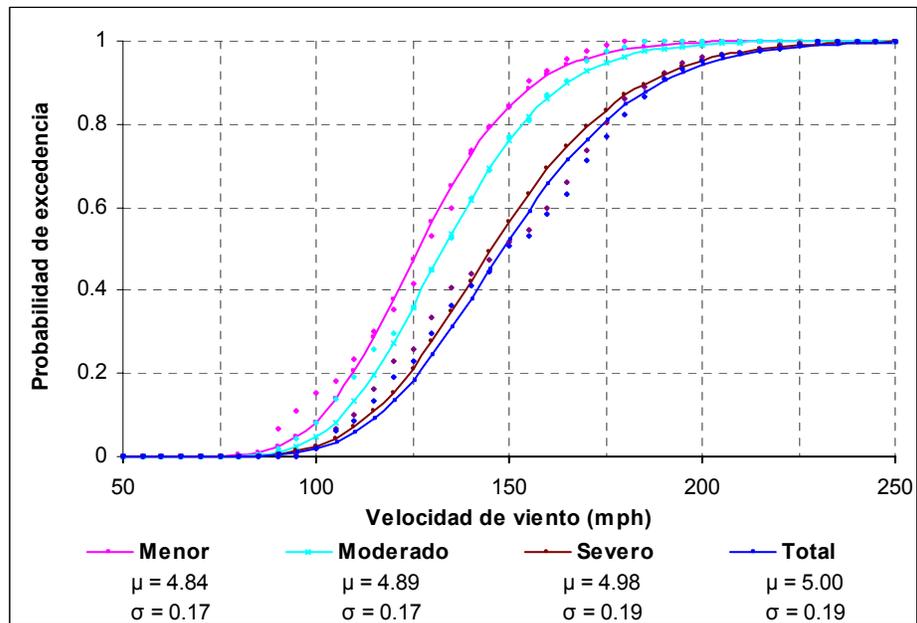


Figura 7-9 Familia de curvas de fragilidad del sistema C3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

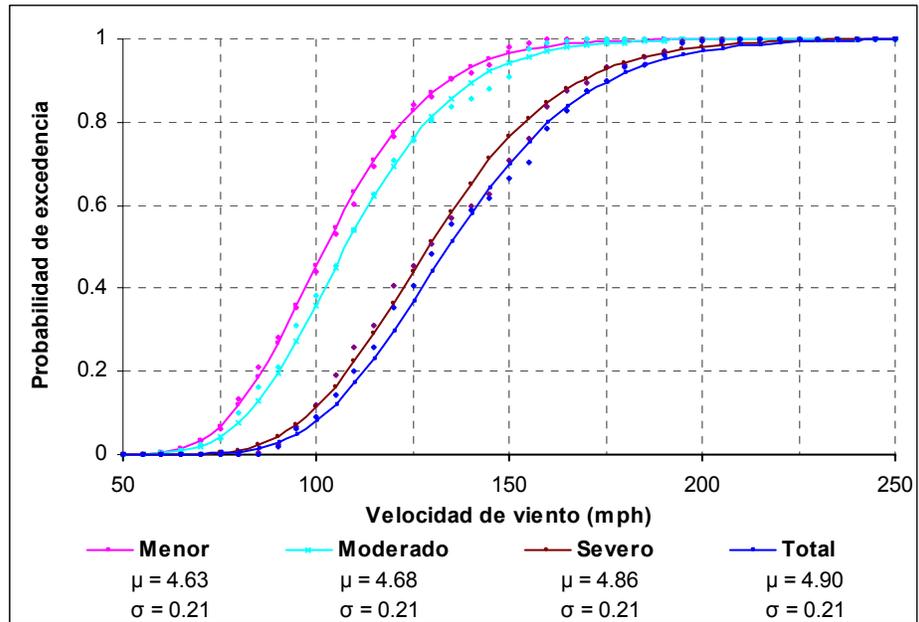


Figura 7-10 Familia de curvas de fragilidad del sistema C5

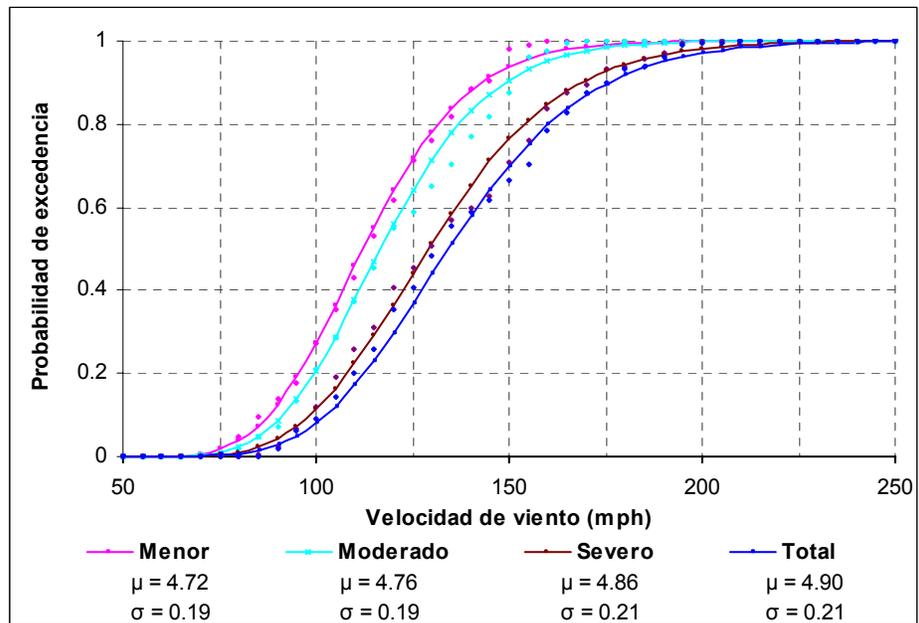


Figura 7-11 Familia de curvas de fragilidad del sistema C5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

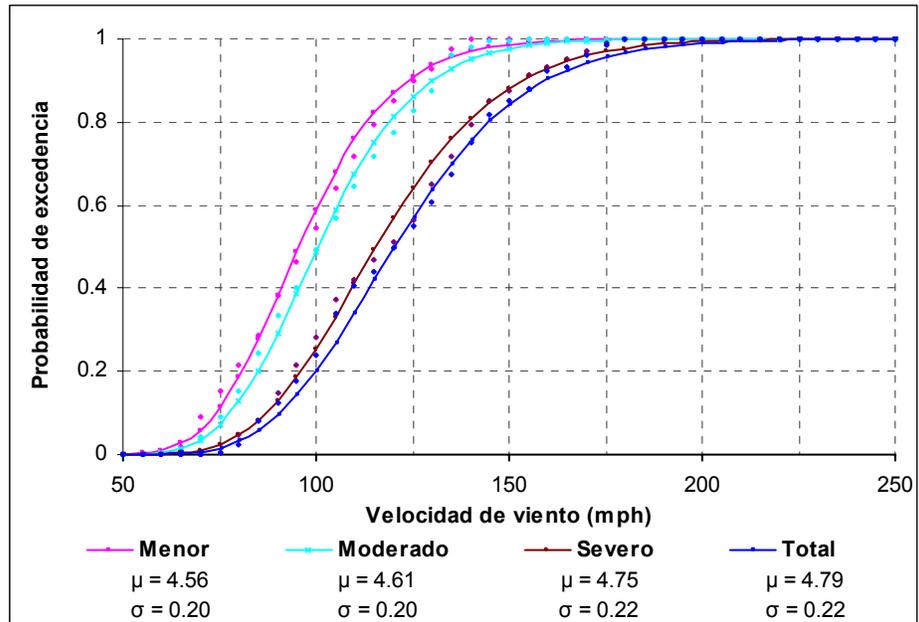


Figura 7-12 Familia de curvas de fragilidad del sistema C6

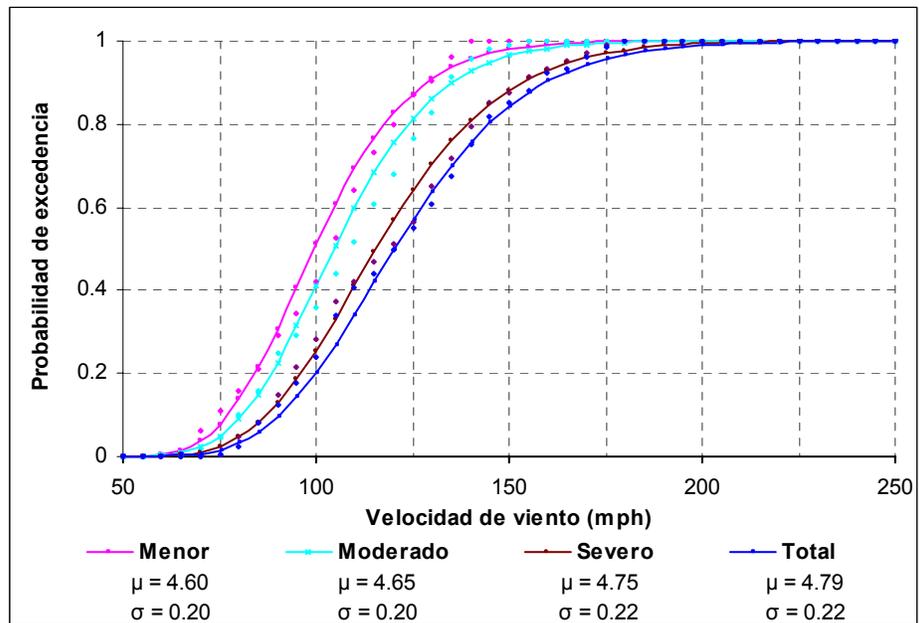


Figura 7-13 Familia de curvas de fragilidad del sistema C6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

Tabla 7-2 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas convencionales

Sistemas	Subcategorías		Menor	Moderado	Severo	Total
C	C1	μ	4.75	4.79	5.14	5.16
		σ	0.27	0.27	0.19	0.19
	C2	μ	4.71	4.75	5.05	5.07
		σ	0.25	0.25	0.19	0.19
	C3	μ	4.69	4.73	4.98	5.00
		σ	0.22	0.22	0.19	0.19
	C4	μ	4.64	4.69	4.88	4.92
		σ	0.21	0.21	0.20	0.20
	C5	μ	4.63	4.68	4.86	4.90
		σ	0.21	0.21	0.21	0.21
	C6	μ	4.56	4.61	4.75	4.79
		σ	0.20	0.20	0.22	0.22

Tabla 7-3 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas convencionales con protección en las aberturas

Sistemas	Subcategorías		Menor	Moderado	Severo	Total
C (PA)	C1	μ	4.95	4.98	5.14	5.16
		σ	0.14	0.14	0.19	0.19
	C2	μ	4.88	4.92	5.05	5.07
		σ	0.17	0.17	0.19	0.19
	C3	μ	4.84	4.89	4.98	5.00
		σ	0.17	0.17	0.19	0.19
	C4	μ	4.74	4.78	4.88	4.92
		σ	0.19	0.19	0.20	0.20
	C5	μ	4.72	4.76	4.86	4.90
		σ	0.19	0.19	0.21	0.21
	C6	μ	4.60	4.65	4.75	4.79
		σ	0.20	0.20	0.22	0.22

7.4 Fragilidad de sistemas no convencionales

En este estudio se decidió incluir sistemas no convencionales (NC) con conexiones atornilladas en las crestas de las láminas de cubierta, ante la posibilidad de encontrar edificaciones en Puerto Rico con estas características y que no alcanzaron a ser identificadas en la base de datos disponible. En la zona de fachada se realizan las

conexiones en los valles de la lámina, de acuerdo con la práctica constructiva. La Tabla 7-4 muestra las subcategorías consideradas.

Tabla 7-4 Clasificación de los sistemas no convencionales (NC) de acuerdo con el calibre de lámina en cubierta y fachadas

Subcategoría	Calibre de lámina	
	Cubierta	Fachada
NC1	18	18
NC2	20	20
NC3	22	22
NC4	24	24
NC5	24	26
NC6	26	26

La Figura 7-14 muestra las fragilidades correspondientes al sistema NC4. Los estados de daño inferiores están controlados por el sistema de cubierta, con pequeñas contribuciones del sistema de aberturas. Por otro lado, los estados de daño superiores están controlados exclusivamente por el sistema de cubierta. Respecto al sistema C4, se observa un incremento de pendiente en las curvas de fragilidad correspondientes a los estados de daño severo y total y una translación hacia velocidades más altas. Esto no produce una mejora en el desempeño total de la edificación. Este efecto es debido a que la configuración geométrica de las láminas solo permite conexiones en las crestas con un patrón de espaciamiento 12-12-12. Mientras tanto, en el sistema convencional se pueden emplear los patrones 6-6-6 y 12-6-6, originando mayor dispersión de los datos y por lo tanto, una disminución de la pendiente de la curva. Bajo un huracán Categoría 1, con velocidades de ráfaga de 120 mph el 44% de las edificaciones NC4 sufrirían daño total, comparado con un 25% en los sistemas convencionales C4.

Las fragilidades de sistemas NC4, teniendo en cuenta la protección en las aberturas, se presentan en la Figura 7-15. Los estados de daño menor y moderado están controlados por el sistema de cubierta, con una ligera contribución del sistema de

aberturas. Los estados de daño superior están controlados nuevamente por el sistema de cubierta. El efecto de considerar sistemas de aberturas protegidos reduce el daño esperado en la edificación durante eventos extremos. Esto se manifiesta por la translación de los estados de daño inferiores hacia velocidades un poco más altas. A partir de velocidades de ráfaga de 70 mph se comienzan a registrar edificaciones con daño menor, comparado con 60 mph en edificaciones sin protección (Figura 7-14).

Las curvas de fragilidad correspondientes a las subcategorías restantes se presentan en la Figura 7-16 hasta la Figura 7-25. Un resumen de los parámetros de fragilidad correspondientes se muestra en la Tabla 7-5 y la Tabla 7-6. En el sistema NC de peor desempeño (NC6) se combinan los componentes más débiles (láminas de cubierta y fachada de calibre 26 y sistemas de aberturas sin protección). Todos los estados de daño se encuentran controlados por la falla en el sistema de cubierta. Este tipo de edificaciones tienen riesgo de sufrir algún tipo de daño no estructural, a partir de velocidades de ráfaga de 50 mph (Figura 7-24). El escenario de daño más severo, con daños totales en el 100% de las edificaciones, ocurriría para velocidades de 135 mph. El efecto de la protección en las aberturas (Figura 7-25) no produce ningún efecto en las fragilidades del sistema. Nuevamente se concluye que no debe invertirse en la protección del sistema de aberturas en dichos sistemas débiles. Bajo velocidades de ráfaga de 90 mph, el 42% de las edificaciones sufriría daño total (Figura 7-24), mientras que en el sistema NC1, que emplea en su sistema de cubierta el mayor espesor de lámina posible (Calibre 18), no se presenta daño total en ninguna de las edificaciones (Figura 7-16).

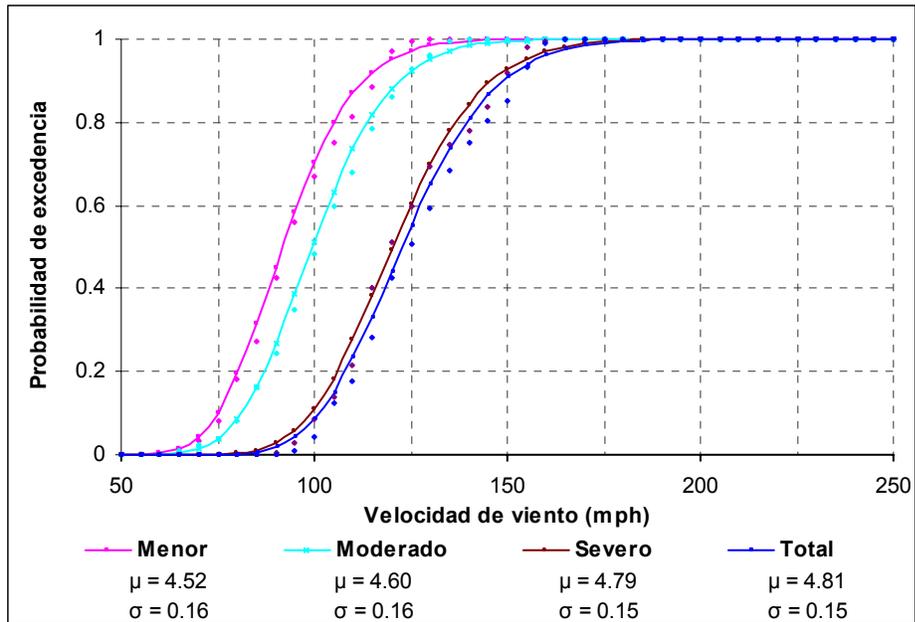


Figura 7-14 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC4

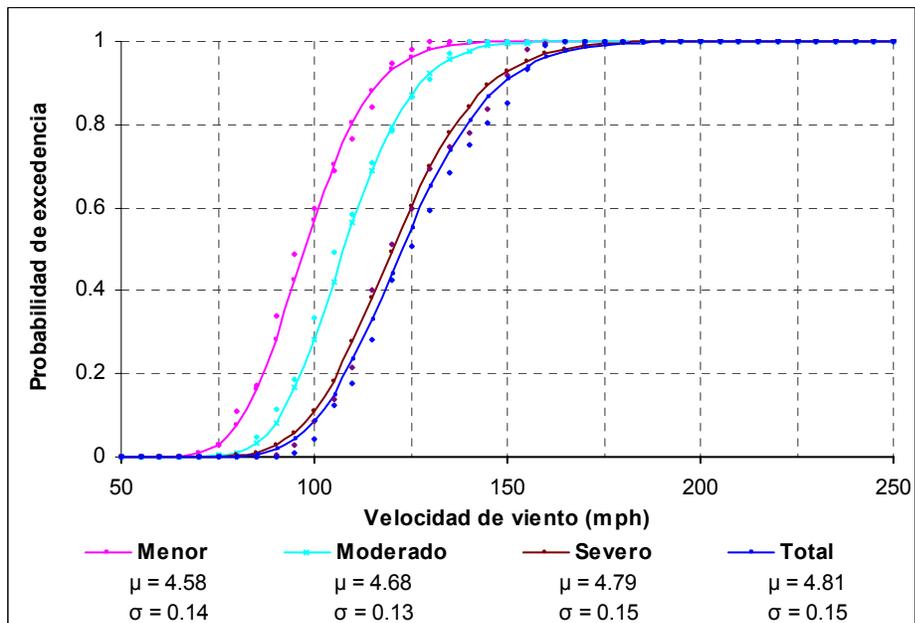


Figura 7-15 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

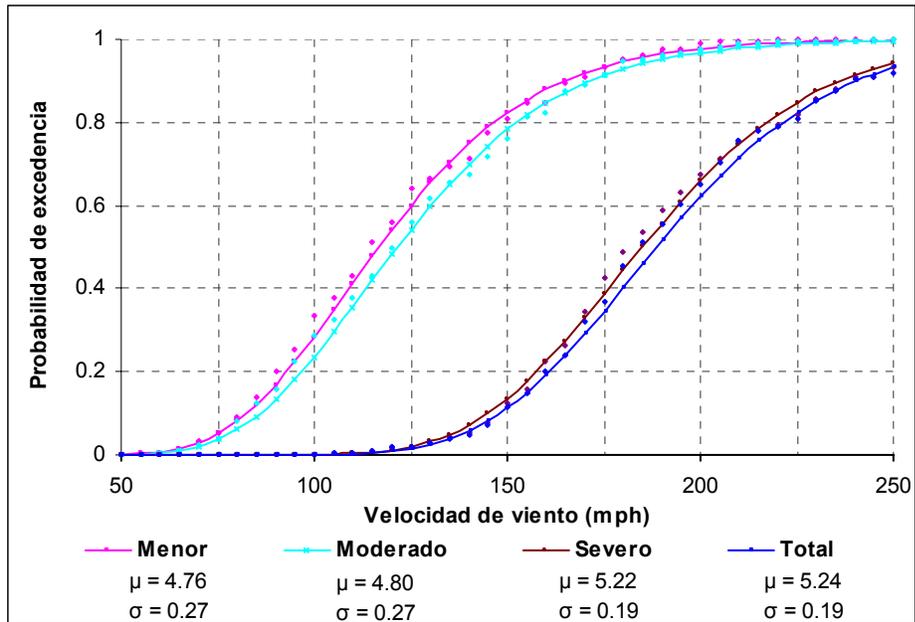


Figura 7-16 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC1

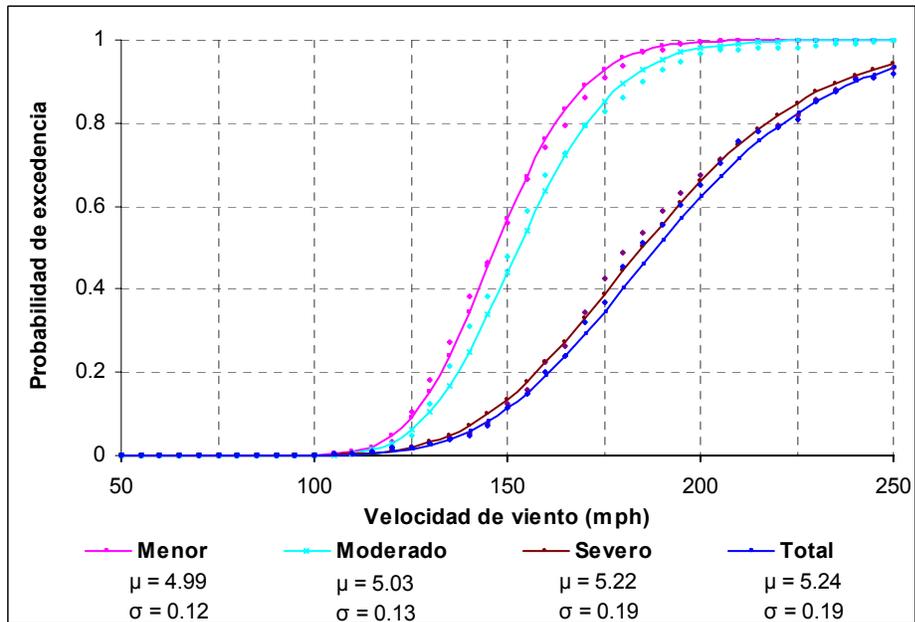


Figura 7-17 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

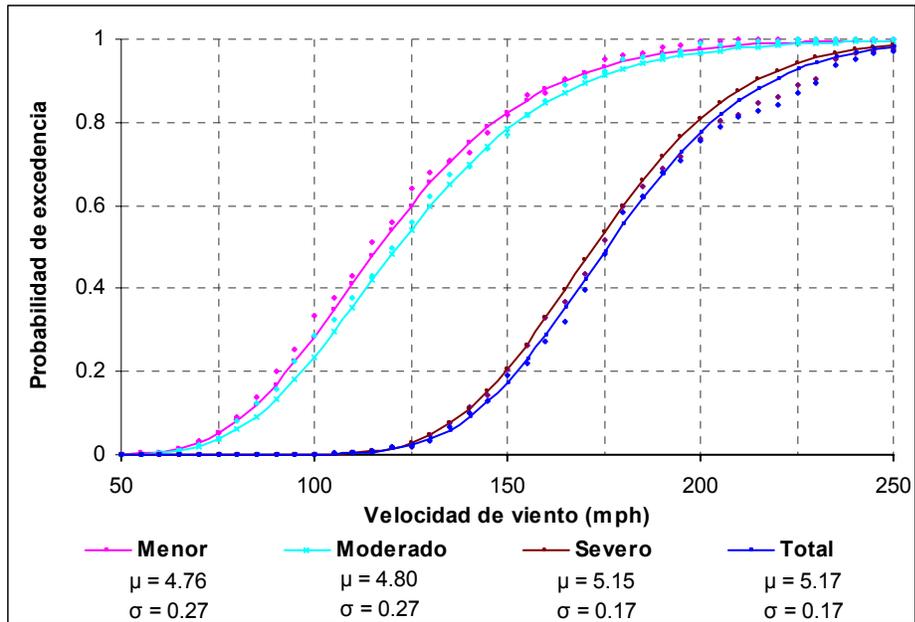


Figura 7-18 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC2

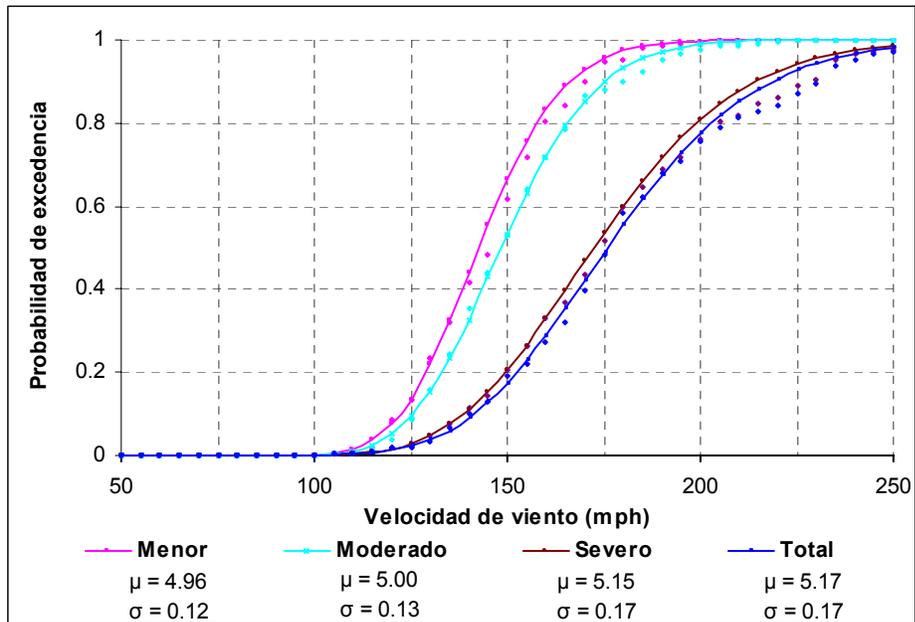


Figura 7-19 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

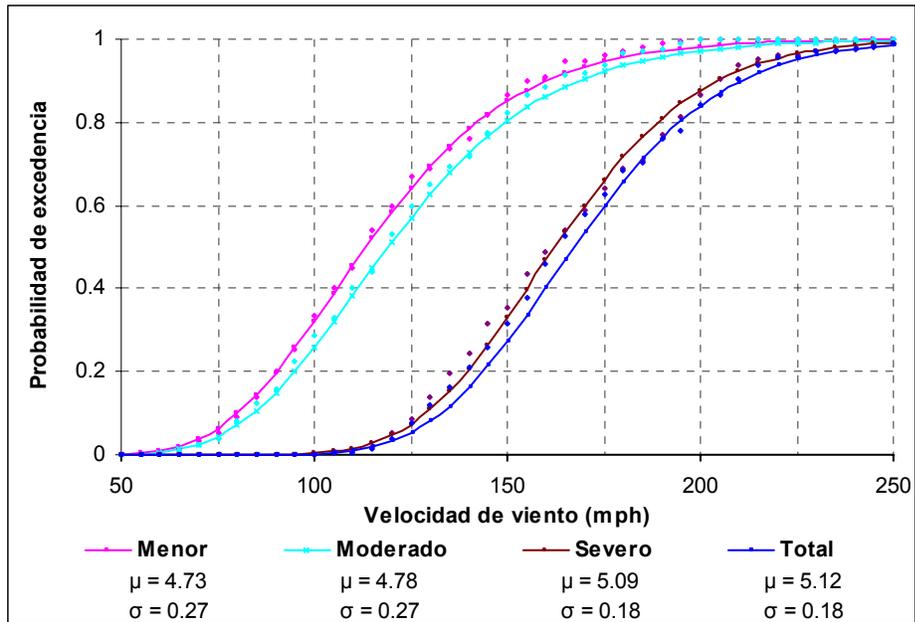


Figura 7-20 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC3

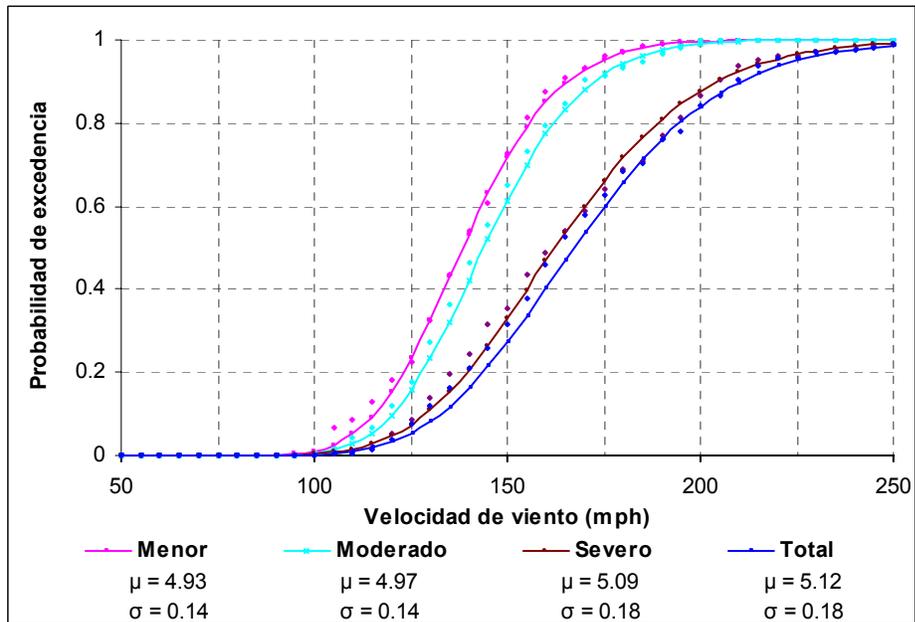


Figura 7-21 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

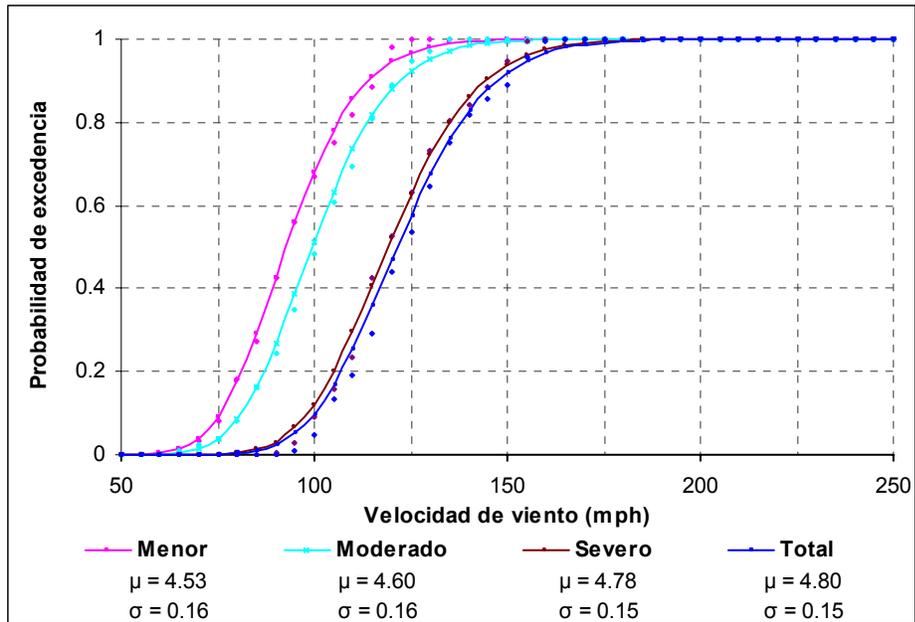


Figura 7-22 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC5

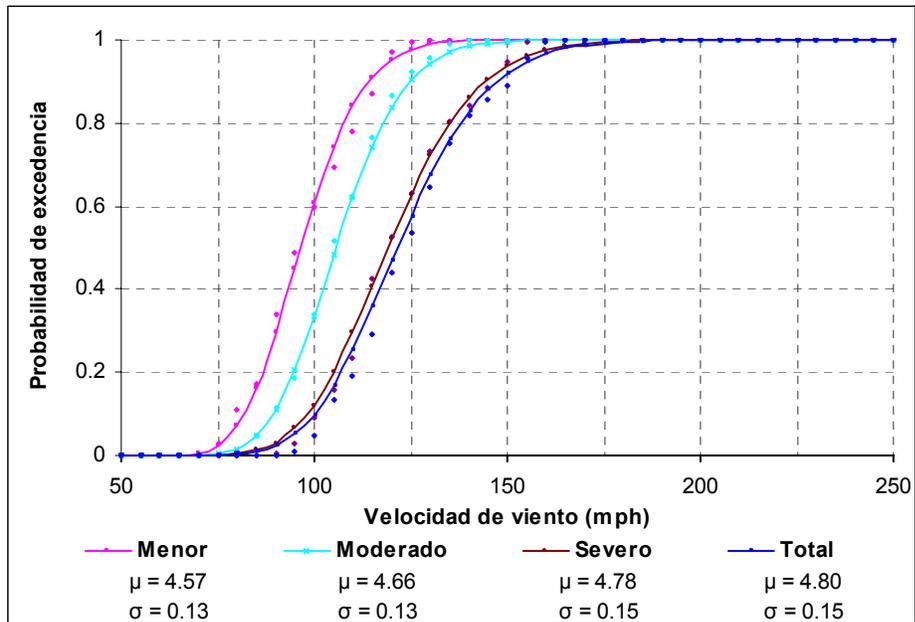


Figura 7-23 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

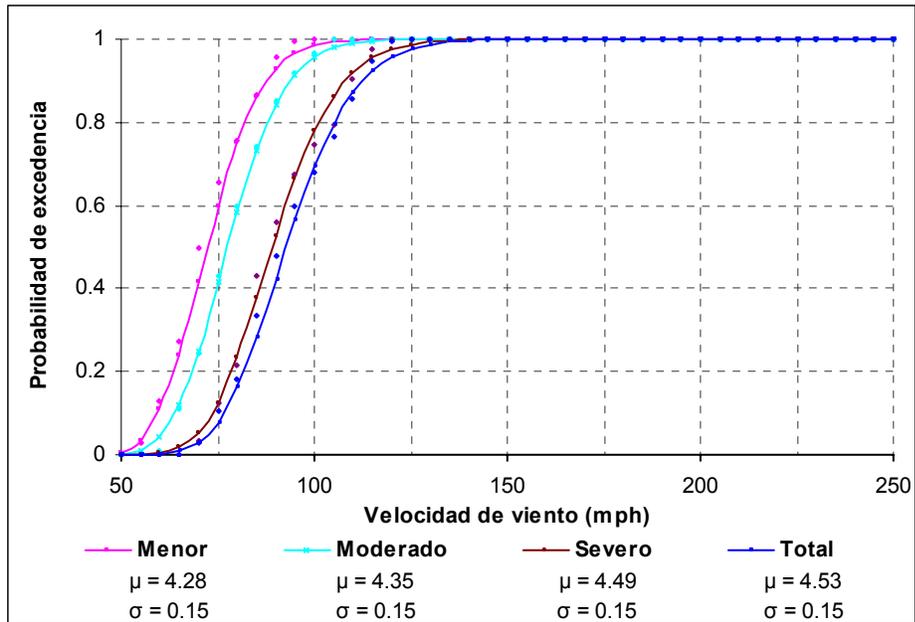


Figura 7-24 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC6

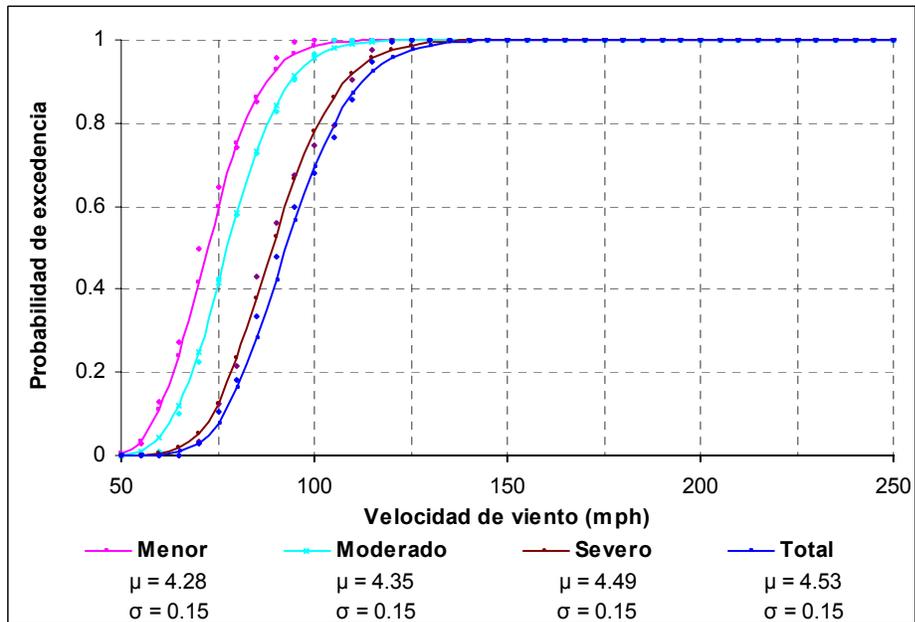


Figura 7-25 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

Tabla 7-5 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas no convencionales

Sistemas	Subcategorías		Menor	Moderado	Severo	Total
NC	NC1	μ	4.76	4.80	5.22	5.24
		σ	0.27	0.27	0.19	0.19
	NC2	μ	4.76	4.80	5.15	5.17
		σ	0.27	0.27	0.17	0.17
	NC3	μ	4.73	4.78	5.09	5.12
		σ	0.27	0.27	0.18	0.18
	NC4	μ	4.52	4.60	4.79	4.81
		σ	0.16	0.16	0.15	0.15
	NC5	μ	4.53	4.60	4.78	4.80
		σ	0.16	0.16	0.15	0.15
	NC6	μ	4.28	4.35	4.49	4.53
		σ	0.15	0.15	0.15	0.15

Tabla 7-6 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas no convencionales con protección en las aberturas

Sistemas	Subcategorías		Menor	Moderado	Severo	Total
NC (PA)	NC1	μ	4.99	5.03	5.22	5.24
		σ	0.12	0.13	0.19	0.19
	NC2	μ	4.96	5.00	5.15	5.17
		σ	0.12	0.13	0.17	0.17
	NC3	μ	4.93	4.97	5.09	5.12
		σ	0.14	0.14	0.18	0.18
	NC4	μ	4.58	4.68	4.79	4.81
		σ	0.14	0.13	0.15	0.15
	NC5	μ	4.57	4.66	4.78	4.80
		σ	0.13	0.13	0.15	0.15
	NC6	μ	4.28	4.35	4.49	4.53
		σ	0.15	0.15	0.15	0.15

7.5 Fragilidad de sistemas mejorados

En este caso se evaluó el desempeño de sistemas (M) en los cuales se emplean conexiones mejoradas en sus sistemas de cubierta y fachada. Las subcategorías estudiadas se muestran en la Tabla 7-7.

Tabla 7-7 Clasificación de los sistemas mejorados (M) de acuerdo con el calibre de lámina en cubierta y fachadas

Subcategoría	Calibre de lámina	
	Cubierta	Fachada
M1	18	18
M2	20	20
M3	22	22
M4	24	24
M5	24	26
M6	26	26

Las fragilidades de sistemas M4 se muestran en la Figura 7-26. Los estados de daño menor y moderado están controlados por los sistemas de aberturas. Los estados de daño superiores están definidos principalmente por el sistema de cubierta, pero con una mínima contribución del sistema de conexión-columna fundación. Este efecto es debido a la introducción de un componente débil durante el proceso de simulación, es decir, edificaciones con conexiones columna-fundación pobremente diseñadas. El uso de sistemas mejorados de cubierta y fachada reduce el porcentaje de edificaciones en los estados de daño superiores. Por ejemplo, bajo velocidades de ráfaga de 140 mph (huracán Categoría 3), el 13% de las edificaciones M4 sufriría daño total, comparado con un 54% en las C4.

La Figura 7-27 muestra las curvas de fragilidad de sistemas M4 con protección en las aberturas. La mejora en desempeño se hace visible en los estados de daño menor y moderado. Este sistema es capaz de soportar vientos con velocidades de ráfaga de hasta 105 mph (huracán Categoría 2), sin sufrir ningún tipo de daño.

Las curvas de fragilidad de las demás subcategorías se muestran desde la Figura 7-28 hasta la Figura 7-37. La Tabla 7-8 y la Tabla 7-9 presentan un resumen de los parámetros de fragilidad correspondientes. La Figura 7-28 muestra las fragilidades de sistemas M1. Los estados de daño menor y moderado están controlados por los

sistemas de aberturas mientras que los estados de daño superior están definidos por el sistema de cubierta y una pequeña contribución del sistema de conexión-columna fundación. Bajo vientos con velocidades de ráfaga de 150 mph (huracán Categoría 4), el 8% de las edificaciones sufriría daño total. Si al sistema M1 se le provee protección en su sistema de aberturas, se obtendría el sistema con mejor desempeño posible, ya que se emplean sistemas de cubierta y fachada mejorados con paneles del mayor espesor posible (calibre 18). La Figura 7-29 muestra las fragilidades correspondientes. Los estados de daño menor y moderado están controlados por los sistemas de aberturas, con una pequeña contribución del sistema de conexión columna-fundación. Los estados de daño severo y total están controlados exclusivamente por la falla del sistema de conexión columna-fundación. Este tipo de edificaciones es capaz de soportar, sin sufrir daño alguno, hasta huracanes de Categoría 2, con velocidades de ráfaga de 110 mph. Bajo vientos de 125 mph, solo el 1% de las edificaciones sufrirían daño total, comparado con un 98% en las edificaciones NC6 sin aberturas protegidas (Figura 7-12). Esto demuestra que los componentes no estructurales (sistemas de cubierta y aberturas) de la edificación definen en gran parte el desempeño de este tipo de edificaciones bajo eventos extremos. De allí la importancia de contar con protección adecuada en tales componentes vulnerables.

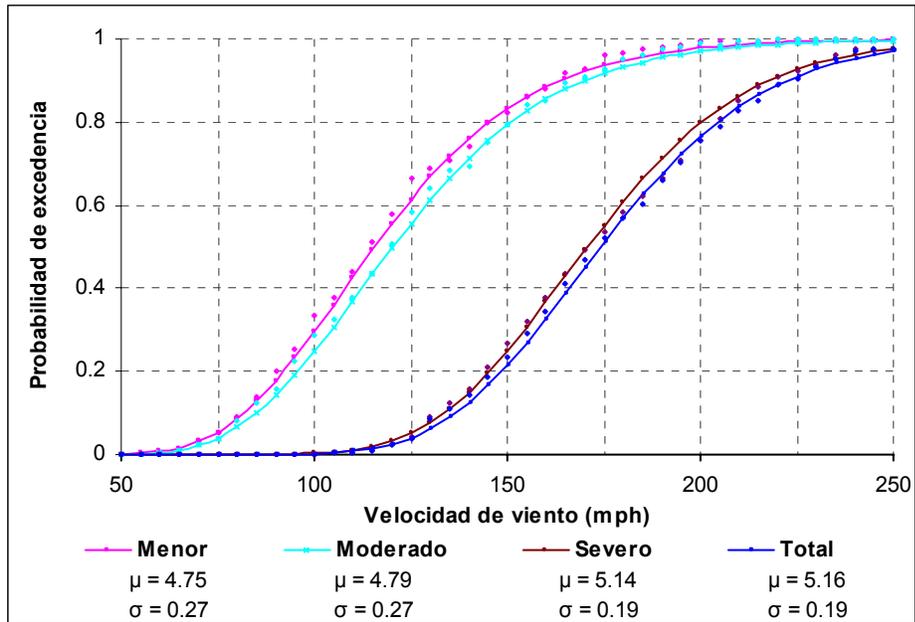


Figura 7-26 Familia de curvas de fragilidad del sistema M4

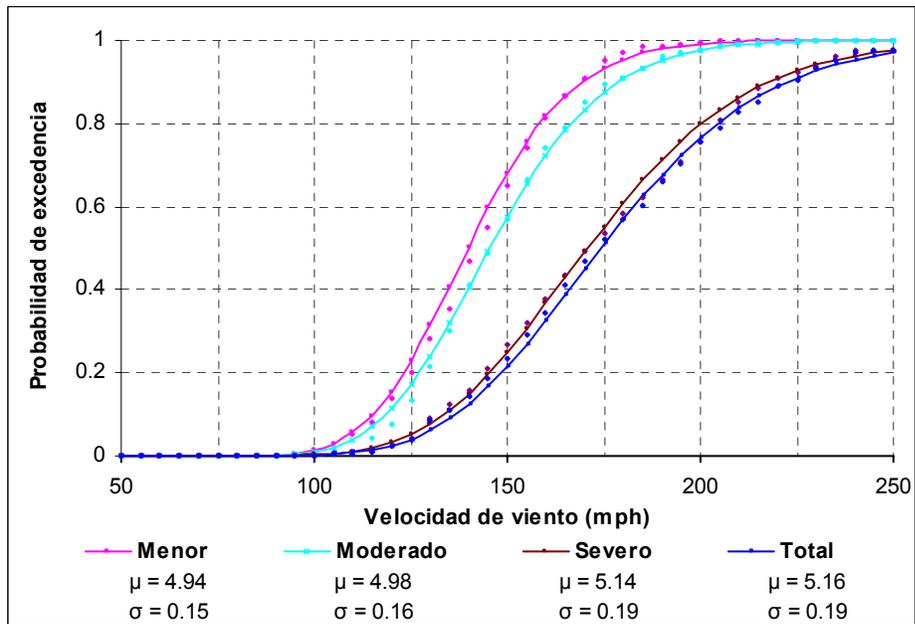


Figura 7-27 Familia de curvas de fragilidad del sistema M4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

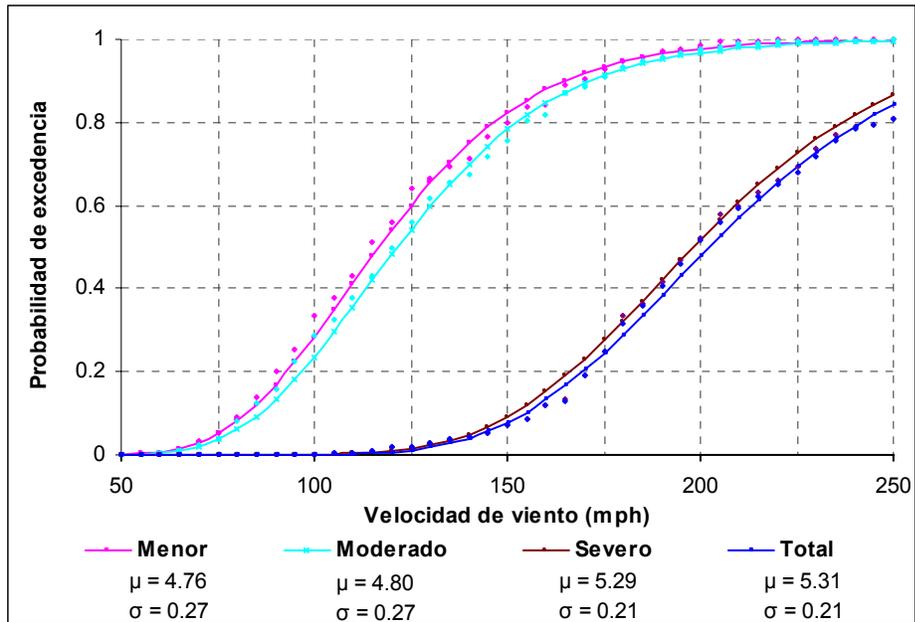


Figura 7-28 Familia de curvas de fragilidad del sistema M1

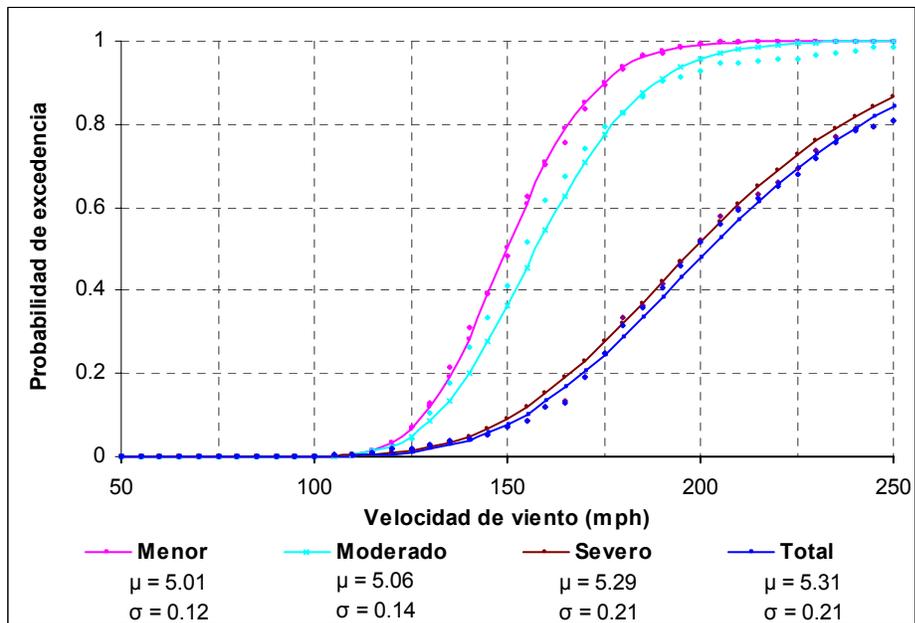


Figura 7-29 Familia de curvas de fragilidad del sistema M1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

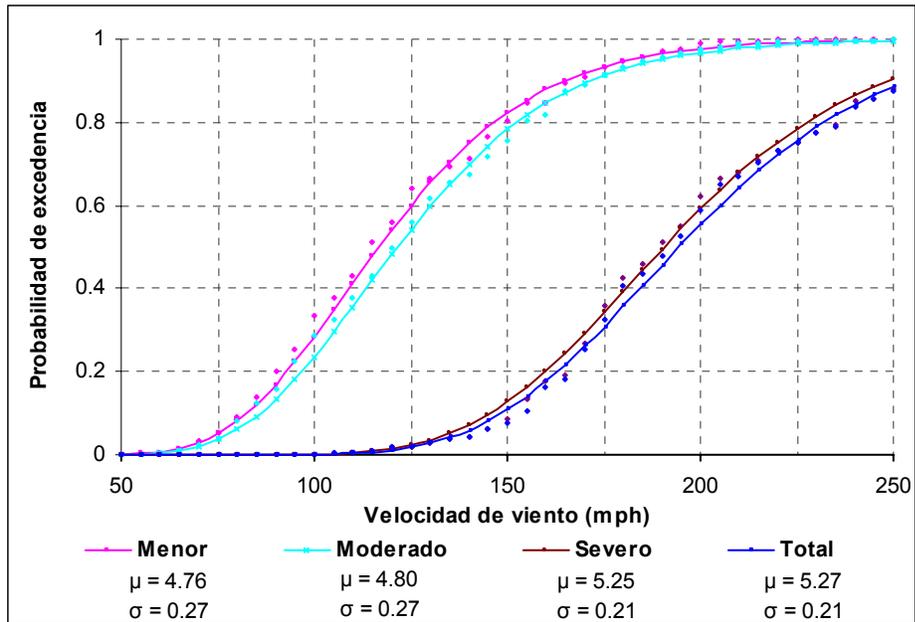


Figura 7-30 Familia de curvas de fragilidad del sistema M2

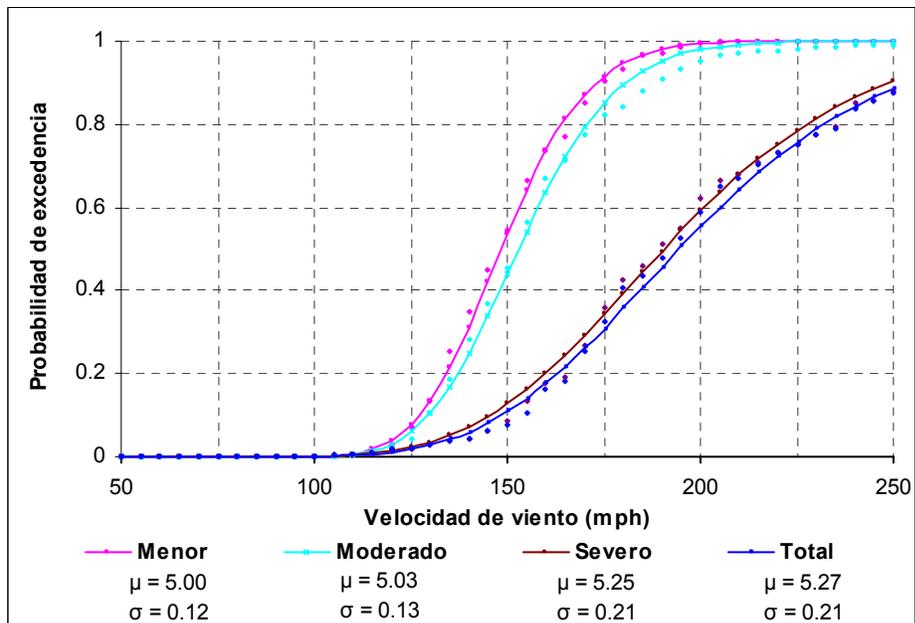


Figura 7-31 Familia de curvas de fragilidad del sistema M2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

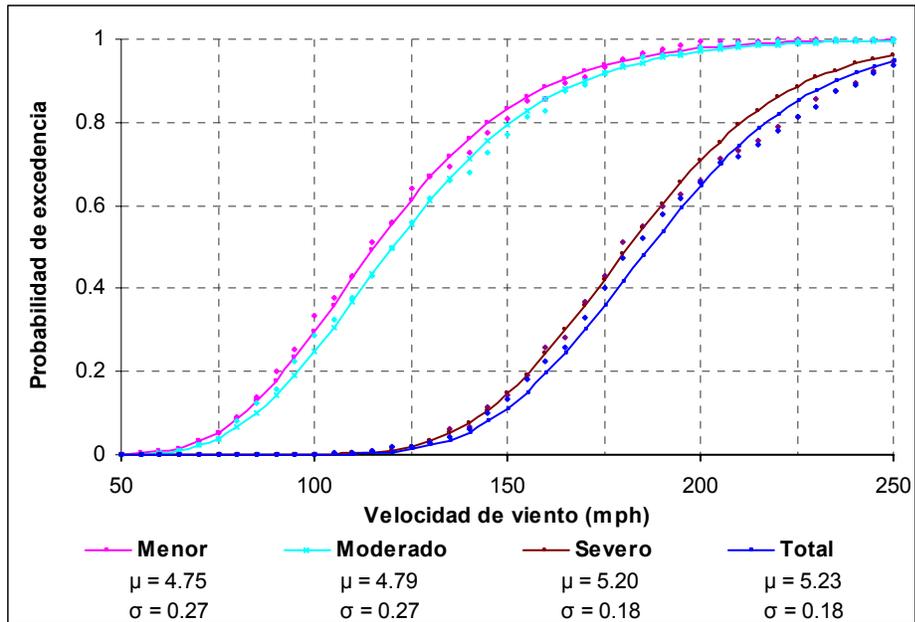


Figura 7-32 Familia de curvas de fragilidad del sistema M3

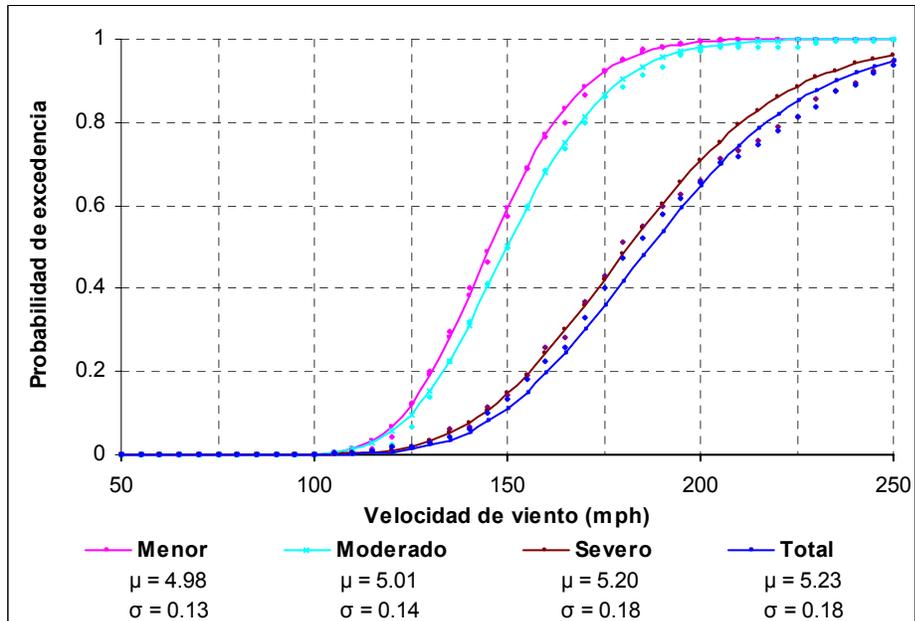


Figura 7-33 Familia de curvas de fragilidad del sistema M3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

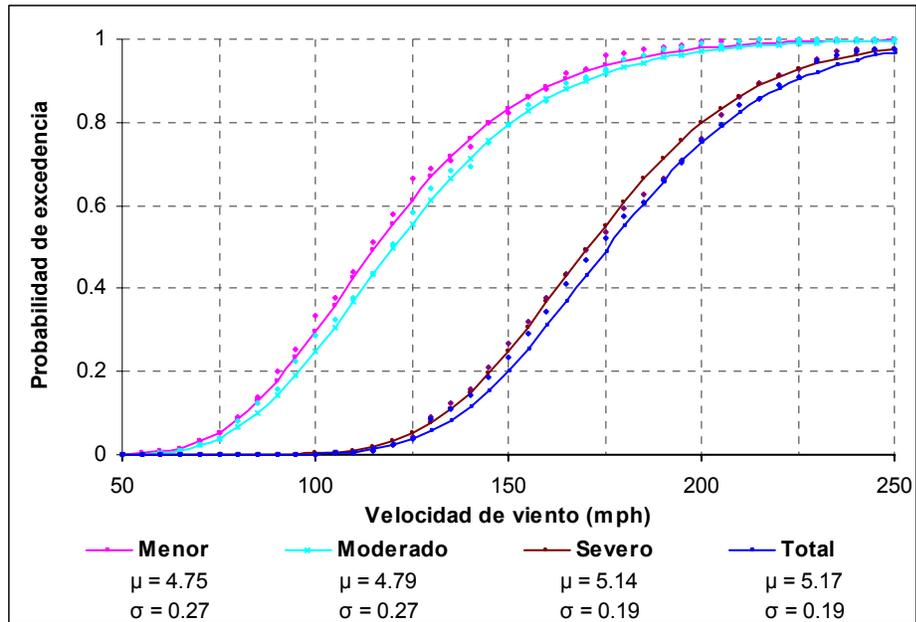


Figura 7-34 Familia de curvas de fragilidad del sistema M5

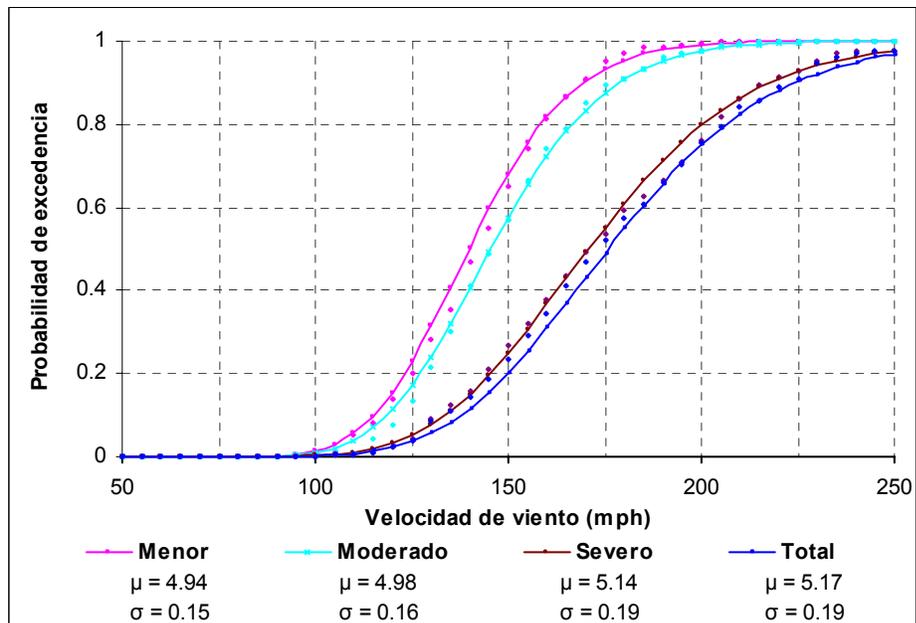


Figura 7-35 Familia de curvas de fragilidad del sistema M5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

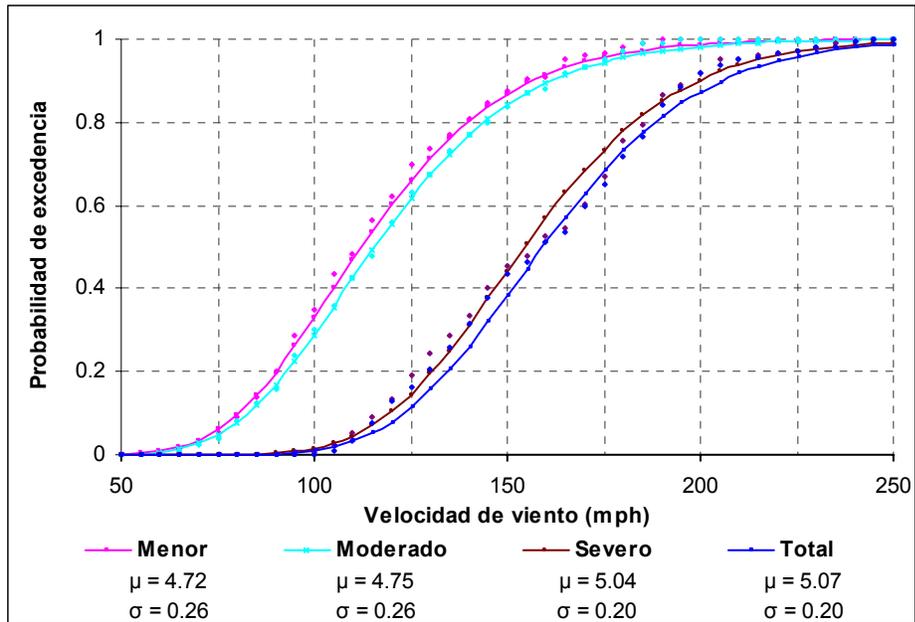


Figura 7-36 Familia de curvas de fragilidad del sistema M6

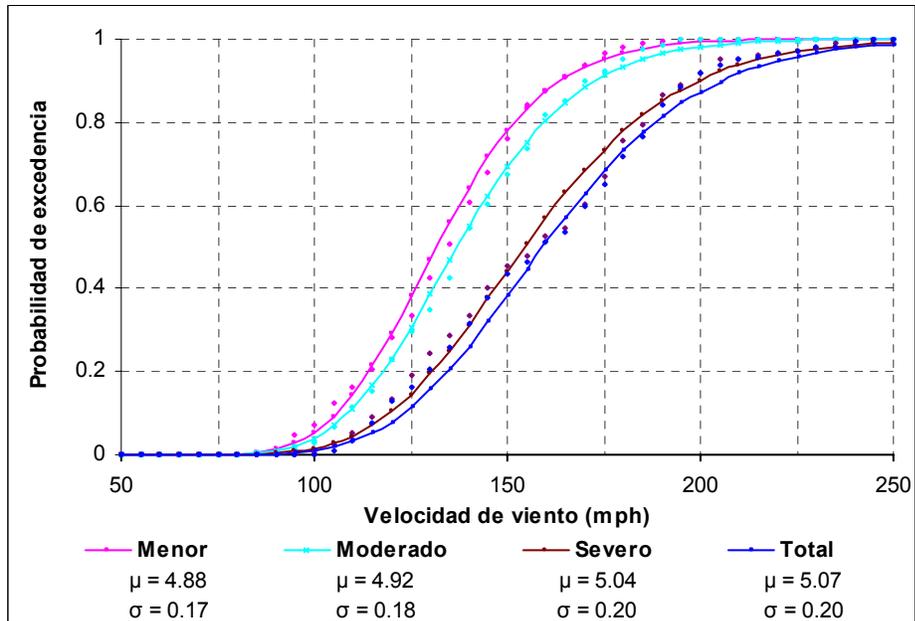


Figura 7-37 Familia de curvas de fragilidad del sistema M6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

Tabla 7-8 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas mejorados

Sistemas	Subcategorías		Menor	Moderado	Severo	Total
M	M1	μ	4.76	4.80	5.29	5.31
		σ	0.27	0.27	0.21	0.21
	M2	μ	4.76	4.80	5.25	5.27
		σ	0.27	0.27	0.21	0.21
	M3	μ	4.75	4.79	5.20	5.23
		σ	0.27	0.27	0.18	0.18
	M4	μ	4.75	4.79	5.14	5.16
		σ	0.27	0.27	0.19	0.19
	M5	μ	4.75	4.79	5.14	5.17
		σ	0.27	0.27	0.19	0.19
	M6	μ	4.72	4.75	5.04	5.07
		σ	0.26	0.26	0.20	0.20

Tabla 7-9 Resumen de parámetros de fragilidad en sistemas mejorados con protección en las aberturas

Sistemas	Subcategorías		Menor	Moderado	Severo	Total
M (PA)	M1	μ	5.01	5.06	5.29	5.31
		σ	0.12	0.14	0.21	0.21
	M2	μ	5.00	5.03	5.25	5.27
		σ	0.12	0.13	0.21	0.21
	M3	μ	4.98	5.01	5.20	5.23
		σ	0.13	0.14	0.18	0.18
	M4	μ	4.94	4.98	5.14	5.16
		σ	0.15	0.16	0.19	0.19
	M5	μ	4.94	4.98	5.14	5.17
		σ	0.15	0.16	0.19	0.19
	M6	μ	4.88	4.92	5.04	5.07
		σ	0.17	0.18	0.20	0.20

7.6 Análisis de sensibilidad

En esta sección se analizan brevemente los efectos de diferentes configuraciones en el desempeño total de edificaciones industriales, teniendo en cuenta el tipo de conexión, el calibre de los paneles de cubierta y la protección en los sistemas de aberturas.

7.6.1 Efectos de la conexión en los paneles metálicos

Los efectos del tipo de conexión en los paneles metálicos se analizaron mediante comparación directa de las fragilidades de edificaciones C4, NC4 y M4 (Figura 7-38). Solo se analizó el estado de daño total. Los parámetros estadísticos que definen cada uno de los sistemas se muestran en la Tabla 7-10. Claramente se observa que el uso de sistemas mejorados maximiza el desempeño de la edificación. Como se mencionó en la sección 7.4, el incremento de pendiente en la curva correspondiente a sistemas NC4 es debido a que la configuración geométrica de las láminas de calibre 24 y 26 solo permite un patrón de espaciamiento (12-12-12), contrario a los sistemas C4, los cuales emplean los patrones 6-6-6 y 12-6-6. Esto origina mayor dispersión de los datos y en consecuencia, una disminución de la pendiente de la curva.

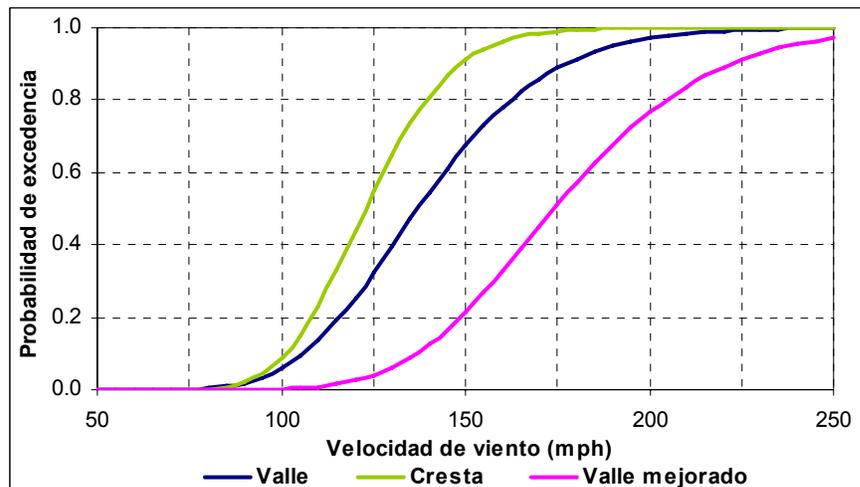


Figura 7-38 Sensibilidad del tipo de conexión en los paneles metálicos, de sistemas C4, NC4 y M4; estado de daño total

En la Figura 7-39 se comparan las fragilidades de edificaciones C3, NC3 y M3, las cuales corresponden a los estados de daño total en edificaciones que emplean láminas de calibre 22 en sus sistemas de cubierta y fachada. Esta vez no existen restricciones en el patrón de conexión en las láminas.

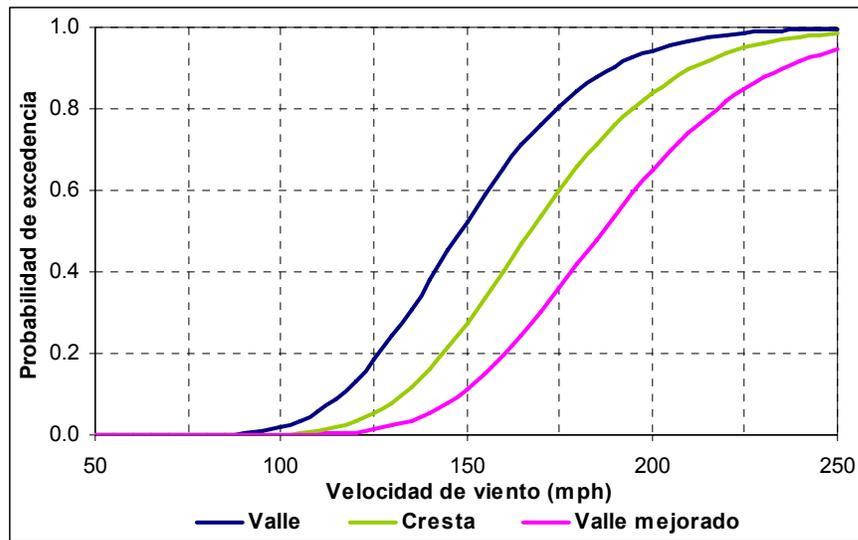


Figura 7-39 Sensibilidad del tipo de conexión en los paneles metálicos, de sistemas C3, NC3 y M3; estado de daño total

En la Figura 7-40 se muestra la máxima mejora posible en el desempeño total de la edificación, si se usan sistemas NC3 o M3. Este se expresa como la diferencia máxima Δ_{\max} entre el porcentaje de edificaciones con daño total respecto a un valor base (sistema C3).

Tabla 7-10 Parámetros estadísticos del estado de daño total, usados en el análisis de sensibilidad de la Figura 7-38

Subcategorías		Daño Total
C4	μ	4.92
	σ	0.20
NC4	μ	4.81
	σ	0.15
M4	μ	5.16
	σ	0.19

Tabla 7-11 Parámetros estadísticos del estado de daño total, usados en el análisis de sensibilidad de la Figura 7-39

Subcategorías		Daño Total
C3	μ	5.00
	σ	0.19
NC3	μ	5.12
	σ	0.18
M3	μ	5.23
	σ	0.18

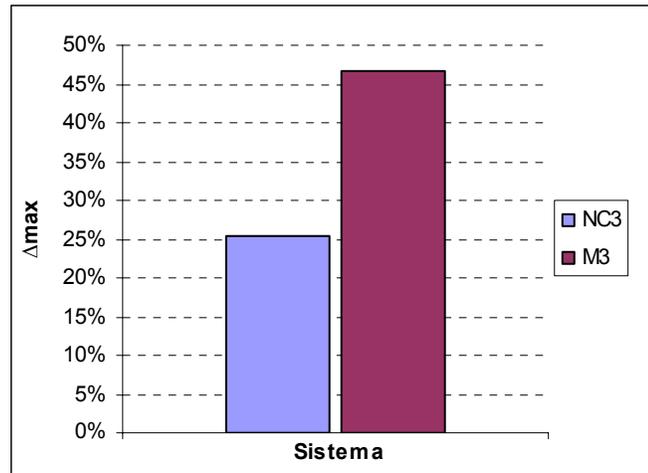


Figura 7-40 Porcentaje máximo de mejora de sistemas NC3 y M3 respecto a sistemas convencionales C3

7.6.2 Efectos del calibre de las láminas de cubierta

Los efectos del calibre de las láminas de cubierta se analizaron mediante comparación directa de las curvas de fragilidad de sistemas convencionales, en el estado de daño total (Figura 7-41). Se tuvieron en cuenta todos los espesores posibles de las láminas de cubierta y considerando paneles de igual calibre en la zona de fachada, es decir, los sistemas correspondientes a las subcategorías C1, C2, C3, C4 y C6. La Tabla 7-12 muestra los parámetros estadísticos de los sistemas analizados. Como puede observarse en la Figura 7-41, el incremento en el espesor de la lámina produce una mejora considerable en el desempeño total de los sistemas convencionales. Este efecto se manifiesta con una translación de las curvas de fragilidad hacia velocidades más altas. La máxima mejora posible en el desempeño total que proveen los diferentes espesores de lámina se presenta en la Figura 7-42, tomando como valor base las edificaciones C6.

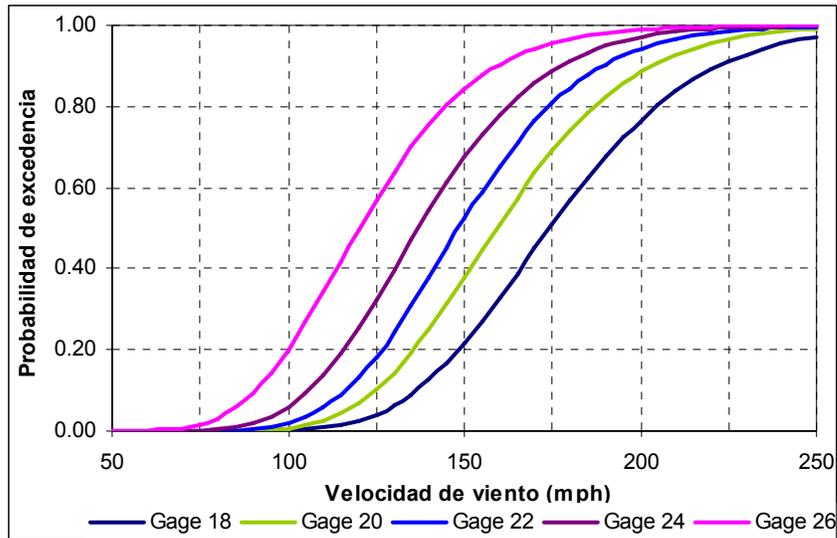


Figura 7-41 Sensibilidad del espesor de lámina de la cubierta en sistemas convencionales y bajo estado de daño total.

Tabla 7-12 Parámetros estadísticos del estado de daño total, usados en el análisis de sensibilidad del espesor de lámina de cubierta

Sistemas	Subcategorías	Total	
C	C1	μ	5.16
		σ	0.19
	C2	μ	5.07
		σ	0.19
	C3	μ	5.00
		σ	0.19
	C4	μ	4.92
		σ	0.20
	C6	μ	4.79
		σ	0.22

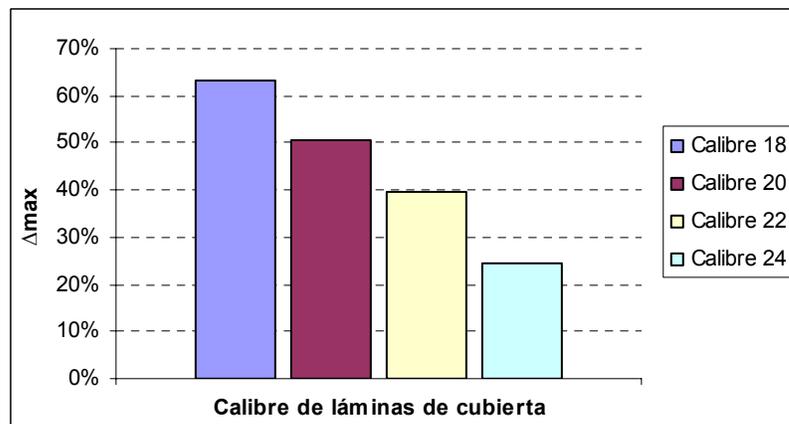


Figura 7-42 Porcentaje máximo de mejora de sistemas C para diferentes espesores de lámina de cubierta, respecto al sistema C6

7.6.3 Efecto del tipo de conexión, calibre de lámina y la protección de aberturas

A continuación en la Figura 7-43 se comparan las fragilidades de dos casos extremos que pueden encontrarse en el campo. El primero corresponde al sistema convencional C6, en donde se combinan sistemas de cubierta y fachada con láminas del menor espesor posible (calibre 26) y aberturas sin protección. El segundo, es un caso hipotético que emplea sistemas de cubierta y fachada mejorados M1, con aberturas resistentes a huracanes. Las líneas punteadas y continuas representan los estados de daño menor y total, respectivamente. Los parámetros de fragilidad se muestran en la Tabla 7-13. Claramente se observa que los sistemas M1 (AP) proveen el máximo desempeño posible. Esto demuestra que al evaluar medidas de mitigación de daños se debe hacer énfasis principalmente, en los componentes no estructurales de la edificación. La máxima mejora posible en el desempeño total se presenta en la Figura 7-44, tomando como valor base las edificaciones C6.

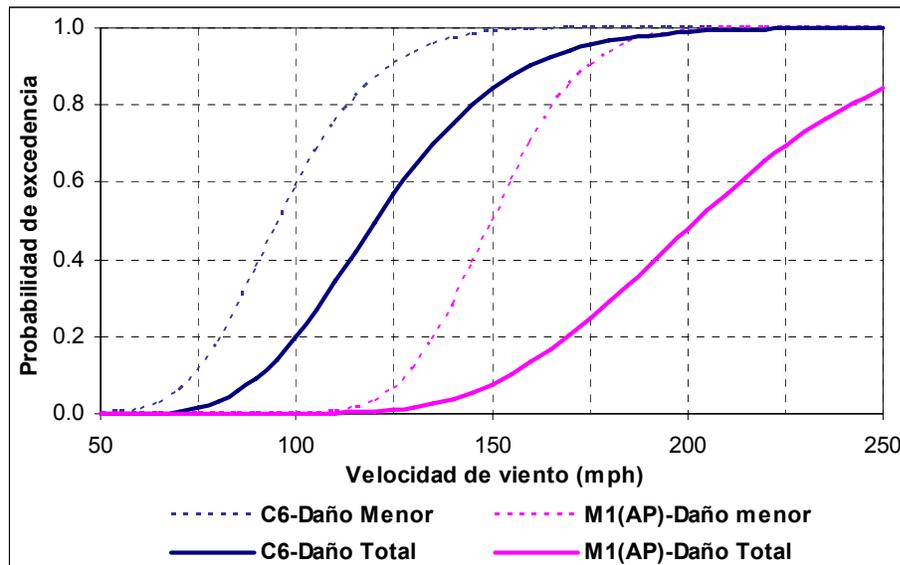


Figura 7-43 Comparación de casos extremos, en los estados de daño menor y total

Tabla 7-13 Parámetros estadísticos de los estados de daño mostrados en la Figura 7-43

Sistemas	Subcategorías		Menor	Total
C	C6	μ	4.56	4.79
		σ	0.20	0.22
M (AP)	M1	μ	5.01	5.31
		σ	0.12	0.21

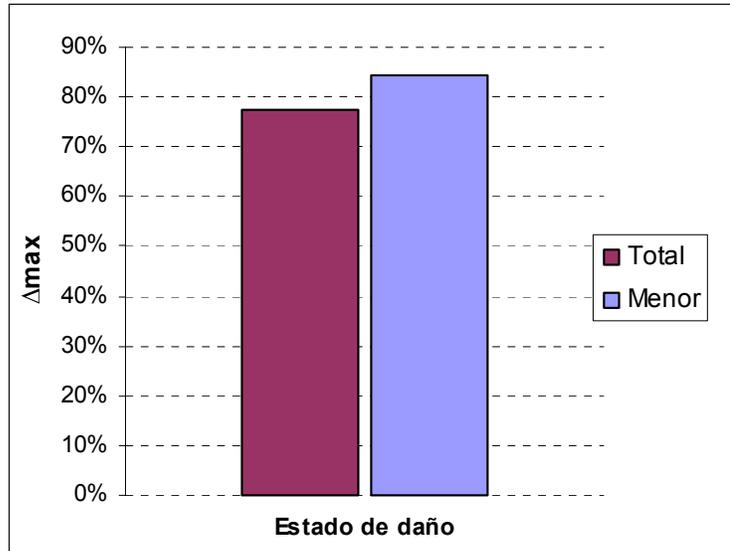


Figura 7-44 Porcentaje máximo de mejora de sistemas M1(AP), respecto a sistemas C6, para los estados de daño menor y total

7.6.4 Desempeño en función de la velocidad de viento y efecto combinado de las medidas de mejoramiento

El desempeño de las estructuras analizadas en función de la velocidad de viento se muestra desde la Figura 7-45 hasta la Figura 7-48. Se trata de una de las configuraciones más comúnmente encontrada en edificaciones metálicas en Puerto Rico, que emplea sistemas de cubierta y fachada con láminas de calibre 24. Se evaluaron los tres tipos de conexión usados en esta tesis (convencional, no convencional y mejorada) y la presencia o no de protección en los sistemas de aberturas.

En la Figura 7-45 y Figura 7-46 se observa que la protección en los sistemas de aberturas, sin mejorar las conexiones en los paneles de cubierta y fachada, produce cierta mejora en el desempeño de la edificación en los estados de daño inferiores. Por ejemplo, bajo vientos con velocidades de ráfaga de 125 mph, el 82% de las edificaciones C4 sufriría daño menor, comparado con un 68% de las C4 (AP) (Figura 7-45). Sin embargo, en la Figura 7-48 se observa que en el estado de daño total y bajo las mismas condiciones de viento, las edificaciones C4 y C4 (AP) tendrían el mismo porcentaje de edificaciones con daño total (32%). Esto demuestra el escaso efecto que produce el mejoramiento de solo un componente vulnerable, en este caso, el sistema de aberturas.

A continuación se analiza el efecto de mejorar solo las conexiones: bajo vientos de 125 mph, el 82% de las edificaciones C4 sufriría daño menor, comparado con un 61% de las M4 (Figura 7-45). En el estado de daño total y bajo las mismas condiciones de viento, las edificaciones C4 y M4 tendrían un porcentaje de edificaciones con daño total de 32% y 4%, respectivamente (Figura 7-48).

Si se considera el efecto combinado de las mejoras, se logra maximizar el desempeño de la edificación. Como se mencionó anteriormente, bajo velocidades de ráfaga de 125 mph, el 82% de las edificaciones C4 sufriría daño menor (Figura 7-45). Esta vez, el uso de conexiones mejoradas en la cubierta y fachada, sumado con la protección en las aberturas (edificaciones M4 (AP)), reduce dicho porcentaje de 82% a 23%. Mientras tanto, en el estado de daño total, solo el 4% de los sistemas M4 (AP) sufriría daño total, comparado con el 32% en sistemas C4 (Figura 7-48).

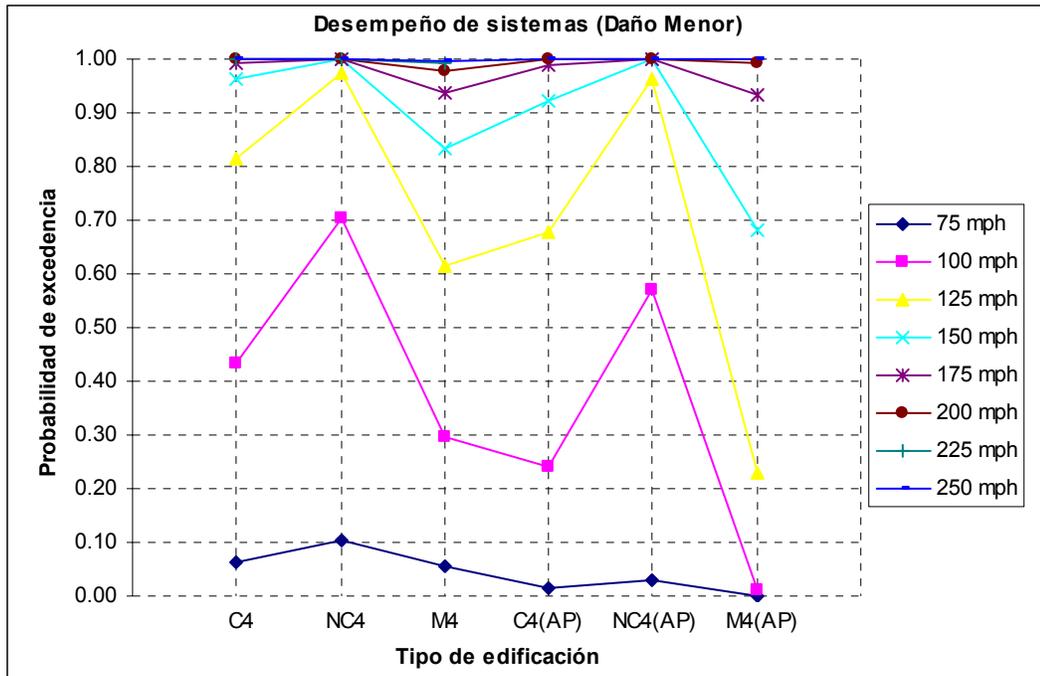


Figura 7-45 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño menor

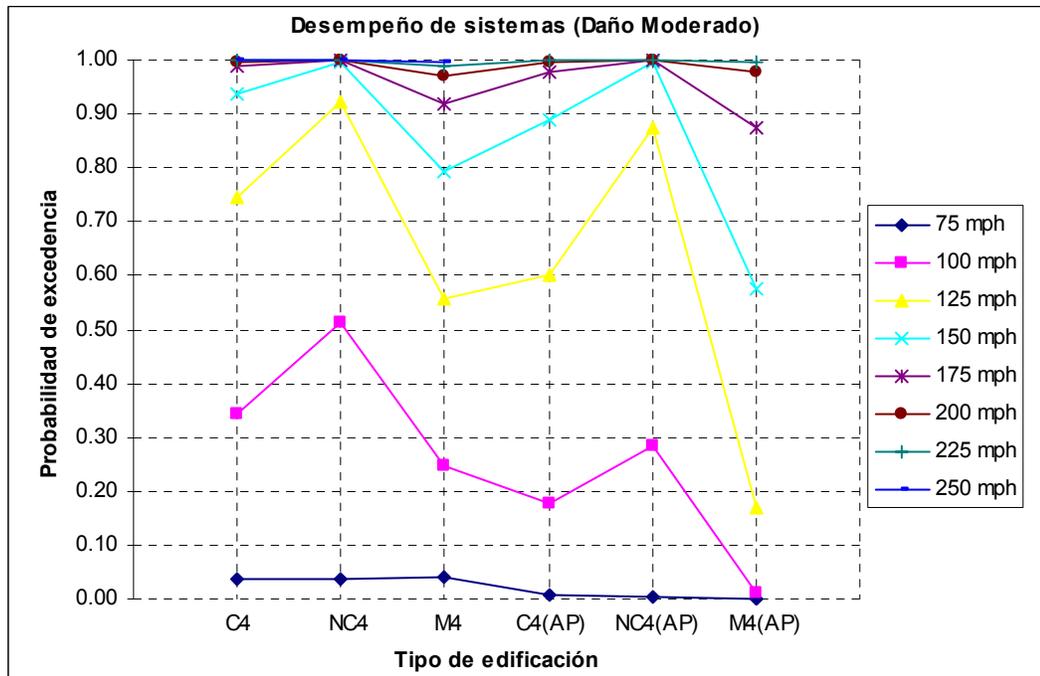


Figura 7-46 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño moderado

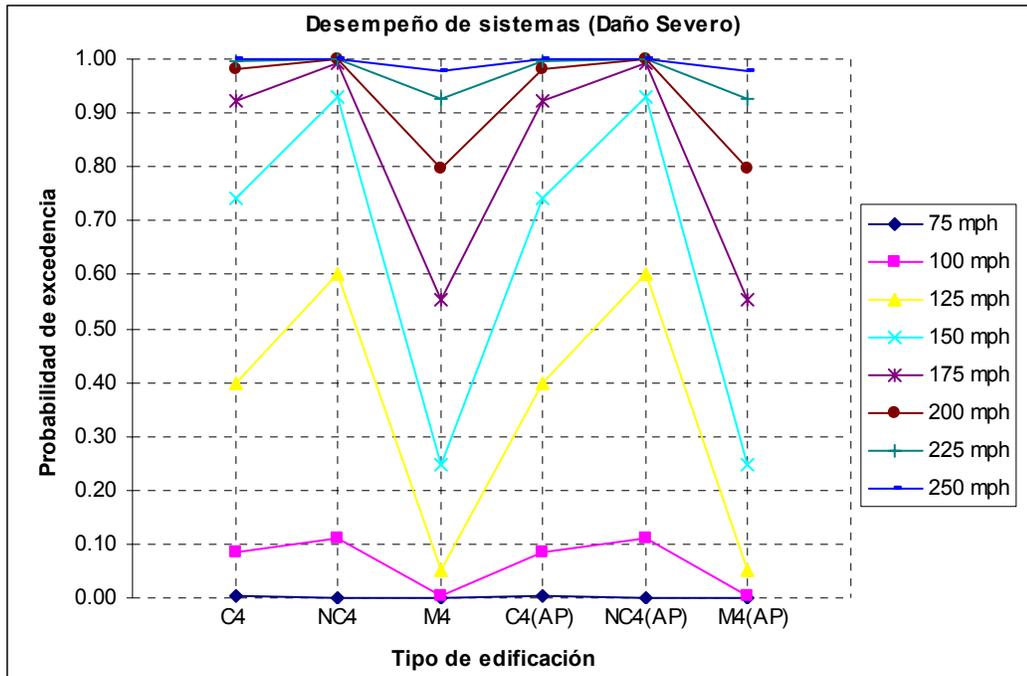


Figura 7-47 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño severo

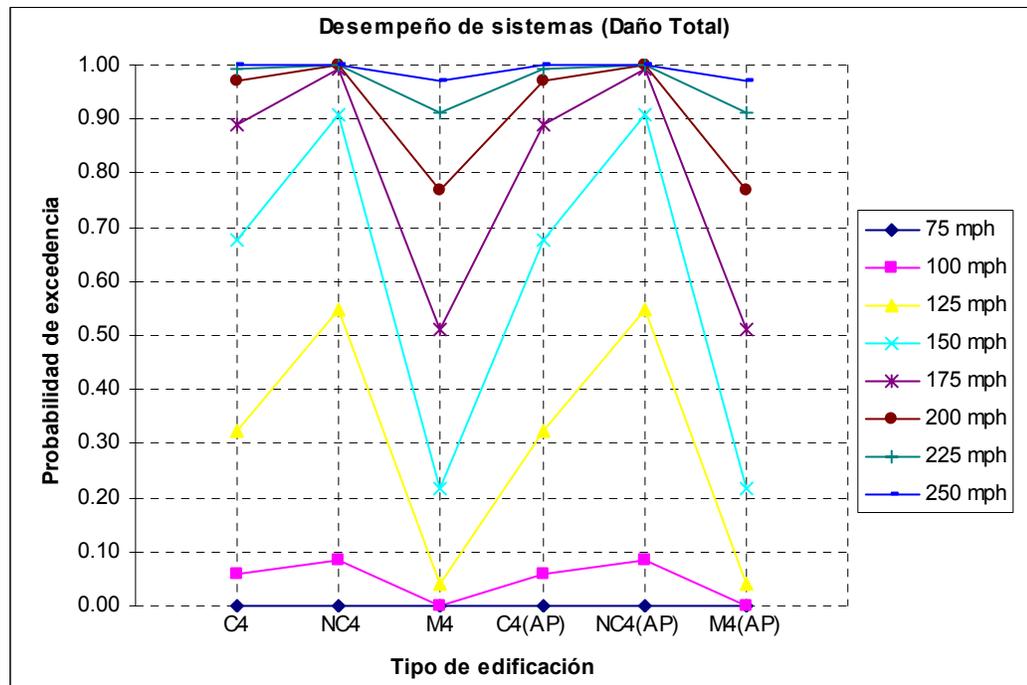


Figura 7-48 Variación del desempeño en función de la velocidad de viento y el tipo de mejoramiento, para el estado de daño total

CAPITULO 8

CONCLUSIONES

8.1 Resumen

Esta tesis ha presentado una metodología simplificada, basada en curvas de fragilidad, para la estimación de daños por vientos huracanados en edificaciones industriales en Puerto Rico. Las características predominantes en los sistemas constructivos de este tipo de edificaciones fueron identificadas mediante la revisión de planos e información disponible en una base de datos previamente desarrollada. El enfoque usado requiere la identificación de los componentes vulnerables en este tipo de estructuras. De acuerdo con investigaciones post-desastre, los componentes ubicados en la envolvente de la edificación, tales como las aberturas en fachadas y los sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica, resultan mayormente afectados en este tipo de eventos. Otro tipo de falla no tan común, pero que constituye un escenario de daño bastante severo, es la falla del sistema de conexión columna-fundación de la estructura.

Mediante el muestreo aleatorio de las variables involucradas en el proceso de estimación de daño (capacidades y demandas) se simuló el comportamiento de estos sistemas bajo diferentes escenarios. La estimación de cargas en cada uno de los componentes vulnerables se llevo a cabo mediante la aplicación de la metodología dada por la Norma ASCE 7-05. La falta de evidencia en el comportamiento a fatiga de las conexiones atornilladas usadas en sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica hizo necesaria la realización de pruebas de laboratorio a escala real, usando un protocolo de cargas recientemente desarrollado (SIDGERS-5). Se evaluaron varios

prototipos, teniendo en cuenta las características constructivas identificadas en la región y sistemas con una alternativa de mejoramiento. Las capacidades resistentes del sistema de aberturas (puertas enrollables y ventanas en vidrio y aluminio) y del sistema de conexión columna-fundación se obtuvieron mediante una formulación analítica disponible en la literatura especializada.

Las curvas de fragilidad correspondientes a cada componente vulnerable se combinaron siguiendo un algoritmo de combinación. Así, se puede obtener la fragilidad de diferentes sistemas de edificaciones industriales encontradas en el campo y con la medida de mejoramiento propuesta en los sistemas de cubierta y fachada. Teniendo en cuenta los resultados obtenidos, fue posible evaluar la conveniencia de ciertas prácticas constructivas usadas en este tipo de estructuras y hacer recomendaciones de diseño.

8.2 Discusión de resultados y conclusiones

Los sistemas de edificaciones industriales considerados en este estudio fueron descritos en el Capítulo 7; corresponden a tres sistemas básicos posibles cuando se varían el tipo de conexión (tornillos en valles, crestas o conexiones mejoradas) en la zona de cubierta y fachada. Adicionalmente se tuvieron en cuenta edificaciones con protección en los sistemas de aberturas.

La primera conclusión importante es que los componentes no estructurales definen el desempeño a viento en edificaciones industriales metálicas. En la mayoría de las edificaciones estudiadas, los estados de daño inferiores (menor y moderado) son controlados por el sistema de aberturas y cubierta, mientras que los estados de daño superiores (severo y total) son definidos por el sistema de cubierta. Por esa razón las estrategias de reducción de daños deben dirigirse, principalmente, a dichos componentes vulnerables. Debido a que el sistema de fachada en lámina metálica no

resultó crítico en ninguna de las configuraciones estudiadas, el uso de las curvas de fragilidad obtenidas podría hacerse extensivo a edificaciones que empleen sistemas de fachada en bloques de concreto con refuerzo en su dirección longitudinal.

Como se observó en la sección 7.6.4, la forma más apropiada de mejorar el desempeño en este tipo de edificaciones consiste en aprovechar el efecto combinado que producen las medidas de mejoramiento en los dos componentes críticos.

Durante el proceso de simulación se observó un buen comportamiento de los componentes estructurales, pero como se mencionó en la sección 7.5, los daños en el sistema de conexión columna-fundación pueden llegar a ser críticos en edificaciones livianas pobremente diseñadas y con deficiencias constructivas.

8.3 Aspectos originales de esta tesis

El principal aporte de esta investigación consiste en el desarrollo de una metodología simplificada de estimación de daños por viento, para edificaciones industriales de Puerto Rico, basada en curvas de fragilidad. Teniendo en cuenta las condiciones locales de exposición, velocidades de viento y las prácticas constructivas y de diseño, se obtuvieron resultados que son consistentes con los daños observados en eventos pasados.

El uso de un protocolo dinámico de cargas recientemente desarrollado (SIDGERS-5), en la determinación de las capacidades a fatiga de diferentes tipos de conexiones atornilladas en paneles metálicos, es otro de los aportes novedosos de esta investigación. Originalmente el protocolo SIDGERS fue diseñado para evaluar el desempeño de impermeabilizantes en láminas de techo (Baskaran *et al.*, 1999) y modificado posteriormente por Avilés (2006) para ser usado en sistemas de cubierta de madera y zinc.

Finalmente, teniendo en cuenta los resultados experimentales, se observó que el uso de la medida de mejoramiento propuesta para las conexiones atornilladas incrementa en gran medida el desempeño de sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica. Su principal ventaja es que resulta sencilla en su aplicación y competitiva desde el punto de vista económico.

8.4 Recomendaciones para trabajo futuro

Debido al alcance limitado de ésta investigación, hay varios temas que no han podido ser analizados y que se sugieren como posibles temas para investigación en un futuro:

- Durante el procedimiento experimental se evaluó la resistencia a fatiga de las conexiones en láminas fijadas con tornillos auto perforantes N12. Para trabajo futuro sería conveniente ampliar los elementos considerados, de manera que se puedan analizar dichos sistemas con tornillos de diferentes configuraciones (N10 y N14) y evaluar el desempeño de paneles de calibre 26.
- En la parte correspondiente a la modelación de presiones debida a viento, se podría incluir durante el proceso de simulación los efectos producidos por el cambio en las condiciones de presión interna. Además sería conveniente analizar las edificaciones con viento proveniente en varias direcciones, tal como se plantea en la Norma ASCE 7-05.
- Debido a las limitaciones de la presente investigación, solo se consideraron algunos ejemplos típicos de edificaciones industriales. Para extender este aspecto, sería importante considerar aquellas edificaciones que usen bloques estructurales en sus fachadas. Además, evaluar los mecanismos de falla

relacionados con los elementos secundarios de apoyo en sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica.

- Otra línea de trabajo podría tratar de completar la base de datos disponible, recopilando información de planos constructivos y realizando visitas de campo a proyectos existentes en Puerto Rico.
- Finalmente se debería validar la metodología de estimación de daño propuesta en este trabajo con información post-desastre correspondiente al paso de huracanes en Puerto Rico.

REFERENCIAS

- ACI (2005), "ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete", *American Concrete Institute*, Farmington Hills, MI, pp. 399-426.
- ASCE (2005), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures-SEI/ASCE 7-05", *American Society of Civil Engineers*, Reston, VA.
- Avilés, D. (2006), *On improving the performance of wood-zinc roof system.*, Tesis PhD., Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.
- Baskaran, B.A., Chen, Y., Vilaipornsawai, U. (1999), "A new dynamic wind load cycle to evaluate flexible membrane roofs" *Journal of Testing and Evaluation*, Vol 27(4), pp. 249-265.
- Beck, V., Stevens, L. (1979), "Wind loading failures of corrugated roof cladding", *Civil Engineering Transactions*, Canberra. Australia, 21(1), pp. 45-56.
- Centro Nacional de Huracanes (2007), Página Web: <http://www.aoml.noaa.gov/hrd/hurdat/>.
- Cope, A. D. (2004), *Predicting the vulnerability of typical residencial buildings to hurricane damages*, Tesis PhD., University of Florida, Gainesville, FL.
- Cornell Iron Works, (2008), Página Web: <http://www.cornelliron.com/windload.html>.
- CSI (2004), *ETABS/Integrated Building Design Software – User Interface Reference Manual (Version 8.5)*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- Ellifritt, D. S., Burnette, R. I. (1990), "Pull-over strength of screws in simulated building test", *Proceedings, 10th International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures*, St. Louis, MO, pp. 589-603.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2003), "Multi-hazard Loss Estimation Methodology, Hurricane Model". *HAZUS – MH MR1 Technical Manual*. Washington, D.C.
- Figueroa, V. (1996), *Performance of Steel Roof Decks Subjected to Repeated Wind Loading*, Tesis M.S, Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.
- Filliben, J., Gurley, K., Pinelli, J-P., Simiu, E. (2002), "Fragility curves, damage matrices and wind induced loss estimation", *Proceedings 3th International Conference on Computer Simulation in Risk Analysis and Hazard Mitigation*, Sintra, Portugal.
- García, R. (2007), *Development of hurricane-based fragility curves for wood-zinc houses in Puerto Rico.*, Tesis PhD., Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.

- Gerhardt, H.J., Kramer, C. (1986), "Wind Loading and Fatigue Behavior of Fixings and Bonding of Roof Coverings", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 23, pp. 237-247.
- Hart, G. C. (1976), "Estimation of structural damage due to tornados", *Proceedings of the Symposium on Tornados: Assessment of Knowledge and Implications for Man*, pp. 645-665., Texas Tech University, Lubbock, TX.
- Holmes, J. D. (1996), "Vulnerability curves for buildings in tropical-cyclone regions for insurance loss assessment", *ASCE EMD/STD Seventh Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, Worcester, MA.
- Kennedy, R. P., Ravindra, M. K. (1984). "Seismic fragilities for nuclear power plant studies", *Nuclear Engineering and Design*, Vol 79(1), pp. 47-68.
- Khanduri, A. C., Morrow, G. C. (2002), "Vulnerability of buildings to Windstorms and insurance loss estimation", *Journal of Wind Engineering and Industry Aerodynamics*, Vol. 91, pp. 455-467.
- Lee, K. H., Rosowsky, D. V. (2005), "Fragility assessment for roof sheathing failure in high wind regions", *Engineering Structures*, Vol. 27, pp. 857-868.
- Leicester, R. H. (1981), "A risk model for cyclone damage to dwellings", *Proceedings, 3rd International Conference on Structural Safety and Reliability*, Trondheim, Noruega.
- Li, Y., Ellingwood, B.R. (2005), "Hurricane damage to residential construction in the US: Importance of uncertainty modeling in risk assessment", *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1009–1018.
- López, H.D. (2005), *Estimación de daños ocasionados por vientos huracanados sobre estructuras en Puerto Rico*, Tesis M. S., Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.
- López, H.D., Godoy, L.A. (2005), "Metodología para la estimación de daños estructurales ocasionados por vientos huracanados en edificaciones industriales", *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Vol. 5, pp.121-134.
- Lynn, B. A., Stathopoulos, T. (1985), "Wind-induced fatigue on low metal buildings" *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111(4), pp. 826-839.
- Mahaarachchi, D., Mahendran, M., (2004), "Finite element analysis and design of crest-fixed trapezoidal steel claddings with wide pans subject to pull-through failures", *Engineering Structures*, Vol. 26 pp. 1547–1559.
- Mahendran, M. (1990), "Fatigue behavior of corrugated roofing under cyclic wind loading", *Civil Engineering Transactions*, Institution of Engineers, Australia, Vol. 32(4), pp. 219-226

- Mahendran, M. (1995), "Wind-Resistant Low Rise Buildings in the Tropics", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, Vol. 9(4), pp. 330-346.
- Mahendran, M., Tang, R. B. (1998), "Pull-out strength of steel roof and wall cladding systems", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124(10), pp. 1192-1201.
- Mahendran, M., Mahaarachchi, D. (2002), "Cyclic pull-out strength of screwed connections in steel roof and wall cladding systems using thin steel battens", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128(6), pp. 771-778.
- Manning, B. R., Nichols, G.G. (1991), "Hugo lessons learned", *Hurricane Hugo One Year Later*. B. L. Sill and P.R Sparks, eds., ASCE, 93-102.
- Matcor (2007), *Rolled Formed Metal Building Components*, Matcor, Inc., Guaynabo, PR.
- Minor, J. E., Mehta, K. C. (1979), "Wind Damage Observations and Implications", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 105(11), pp. 2279-2291.
- Morgan J., Beck V. (1977), "Failure of sheet metal roofing under repeated wind loading", *Civil Engineering Transactions*, Institute of Engineers, Australia, Vol. CB19, pp. 1-5.
- Newman, A. (2003), *Metal Building System: Design and Specifications*, 2da Edición, Mc Graw Hill, New York, NY, pp. 335-372.
- NBI 162/90 (1990), "Roof Coverings: Dynamic wind-load resistance", *Norwegian Building Research Institute* (NBI), Trondheim, Noruega.
- Pielke, R.A., Gratz, J., Landsea, C. W., Collins D., Saunders, M. A., Musulin, R. (2008), "Normalized Hurricane Damage in the United States: 1900–2005", *Natural Hazards Review*, ASCE, Vol 9(1), pp 29-42.
- Pinelli, J.P., Simiu, E., Gurley, K., Subramanian, C., Zhang, L., Cope, A., Filliben, J., Hamid, S. (2004), "Hurricane Damage Prediction Model for Residential Structures", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130(11), pp. 1685-1691.
- Rodriguez, L., Pesquera, C., Lopez, R., (1990), "Hugo's Structural Damage in Puerto Rico", *Hurricane Hugo One Year Later*, B. L. Sill and P.R Sparks, eds., ASCE, 93-102.
- Shipp, J.G., Haninger, E. R, (1983), "Design of Headed Anchor Bolts", *Engineering Journal*, AISC, Vol. 20(2) pp. 58-69.
- Sill, B. L., Kozlowski, R. T. (1997), "Analysis of storm damage factors for low-rise structures", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, Vol 11(4), pp. 168-177.
- Simpson, R. H. (1974), "The hurricane disaster potential scale", *Weatherwise* 27, pp. 169-186.

Sparks, P., Baker, E. J., Belville, J., Perry, D. C. (1991), "Hurricane Elena, Gulf Coast, August 29-September 2, 1985," *Natural disaster studies*, Vol. 2, National Research Council, Washington, D.C.

Sparks, P. R., Bhinderwala, S. A. (1993), "Relationship between residential insurance losses and wind conditions in Hurricane Andrew", *Hurricanes of 1992: Andrew and Iniki, One Year Later*, Proceedings of the ASCE symposium, Riverwalk, pp. XI.1-XI.14.

Sparks, P. R., Schiff, S. D., Reinhold, T. A., (1994), "Wind damage to envelopes of houses and consequent insurance losses", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 53, pp. 145-155.

Stubbs, N. (2001), "A Probable Maximum Loss Study of Critical Infrastructure in three Caribbean Island States", *USAID-OAS Caribbean Disaster Mitigation Project*, OAS, Washington.

TR 440 (1978), "Guidelines for Testing and Evaluation of products for Cyclone prone areas", *Experimental Building Station (EBS)*, Sydney, Australia.

Unanwa, C. O., McDonald, J. R., Mehta, K. C., Smith, D. A. (2000), "The development of wind damage bands for buildings", *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Vol. 84, pp. 119-149.

Underwriters Laboratories Inc (2007), "UL 580 Scope" Página Web: <http://ulstandardsinfontet.ul.com/scopes/0580.html>

Xu, Y. L. (1995), "Fatigue Performance of Screw-Fastened-Light-Gauge-Steel Roofing Sheets", ASCE, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121(3), pp. 389-398.

APÉNDICE A

CURVAS DE FRAGILIDAD TENIENDO EN CUENTA LOS LÍMITES DE DAÑO DADOS POR HAZUS

A.1 Matriz de daño propuesta por HAZUS

FEMA (2003) propone el uso de la matriz de daño dada en la Tabla 6.55 del Manual Técnico *HAZUS – MH MR1*, para la estimación de pérdidas en edificaciones metálicas prediseñadas. Se supone que el comportamiento del edificio está controlado por los componentes ubicados en la envolvente de la edificación, es decir, no se modela el daño en el sistema estructural. La Tabla A. 1 muestra la matriz de daño modificada y en la cual se incluye el daño en el sistema de conexión columna-fundación.

A.2 Curvas de fragilidad por componentes

A.2.1 Curvas de fragilidad del sistema de cubierta

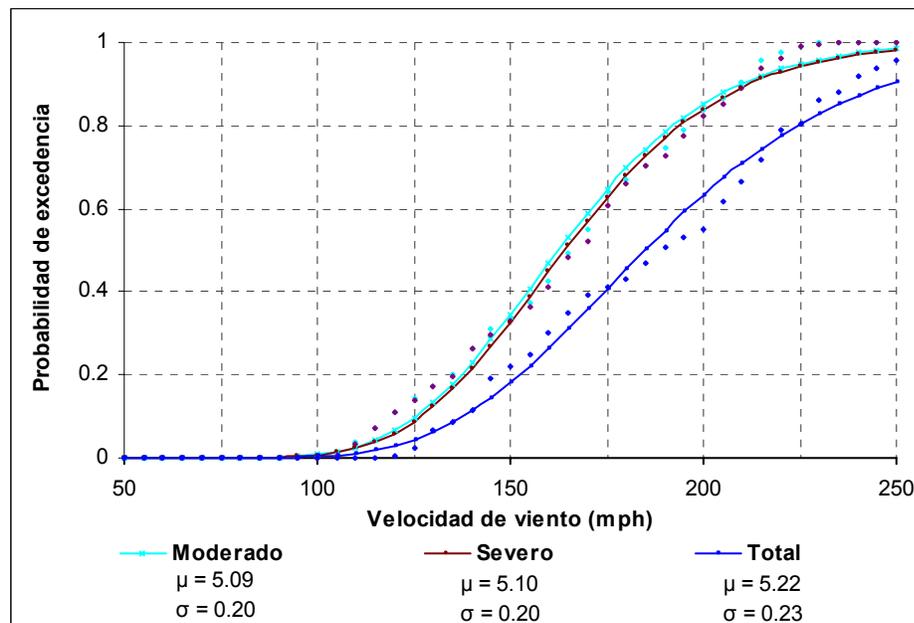


Figura A. 1 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18

Tabla A. 1 Matriz de daño modificada para edificaciones metálicas prediseñadas (FEMA, 2003)

Estado de daño	Descripción cualitativa del daño	Fallas en puertas (aberturas) ^(a)	Fallas en láminas de cubierta	Fallas en láminas de fachada	Falla de la conexión columna-fundación
0	<u>Ningún daño o muy poco daño</u> Daños mínimos o no visibles desde el exterior. No hay ventanas dañadas o fallas en las láminas de cubierta. Ninguna o muy poca penetración de agua.	$A_{eq} = 1$ unidad	No	No	No
1	<u>Daño Menor</u> Falla de máximo, una ventana, puerta o panel de fachada. Las marcas o abolladuras en los fachadas requieren pintura o parches en su reparación	$A_{eq} > 1$ unidad y $A_{eq} \leq 33\%$	No	Un panel	No
2	<u>Daño Moderado</u> Fallas moderadas en las aberturas. Fallas menores en los paneles de cubierta o fachada. Algunos daños en el interior del edificio debido a la entrada de agua.	$A_{eq} > 33\%$ y $A_{eq} \leq 75\%$	Uno a dos paneles	> Uno y $\leq 15\%$	No
3	<u>Daño Severo</u> Daños mayores en las ventanas o pérdidas de las láminas de cubierta. Daños severos debido al agua, en el interior del edificio. Probablemente algún daño en el sistema estructural	$A_{eq} > 75\%$	> 2% y $\leq 33\%$	> 15% y $\leq 33\%$	No
4	<u>Daño Total</u> Fallas significativas de las aberturas y de los paneles de cubierta y fachada. Daños significativos en el sistema estructural	$A_{eq} = 1$ unidad	> 10%	> 33%	Tres pórticos o más

^(a) Basado en el número de aberturas equivalentes A_{eq} , como se definió en la matriz de daño dada en la Tabla 4-2.

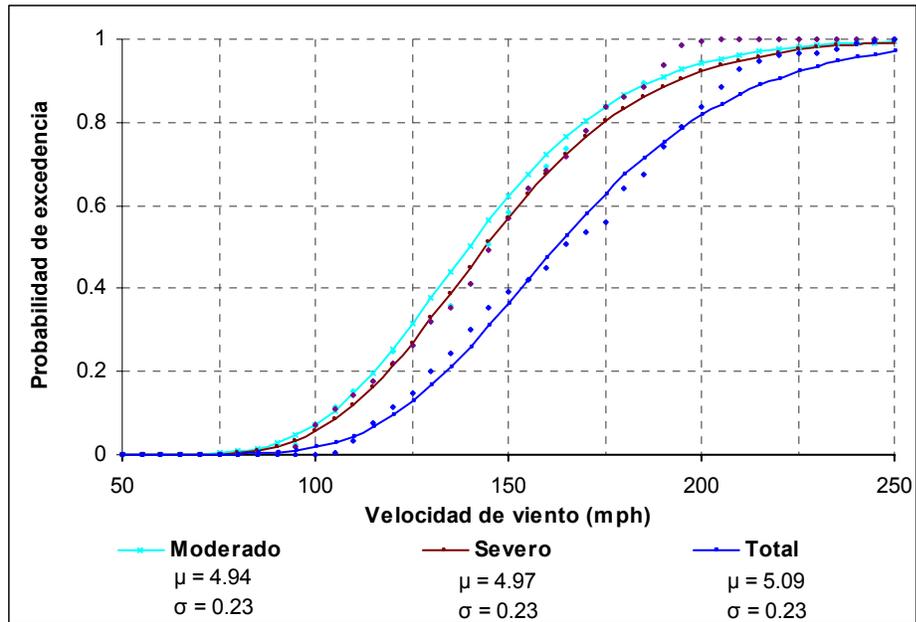


Figura A. 2 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20

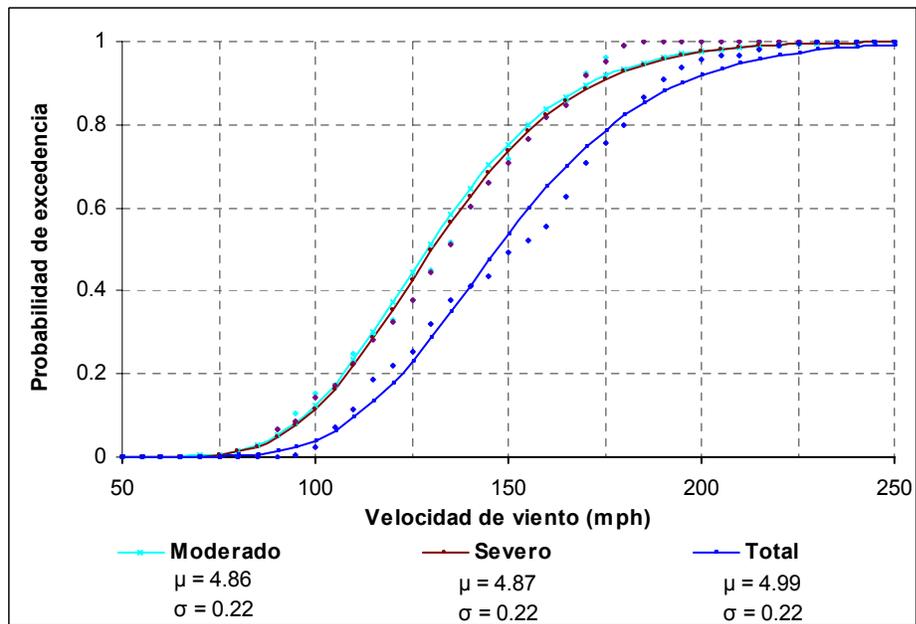


Figura A. 3 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22

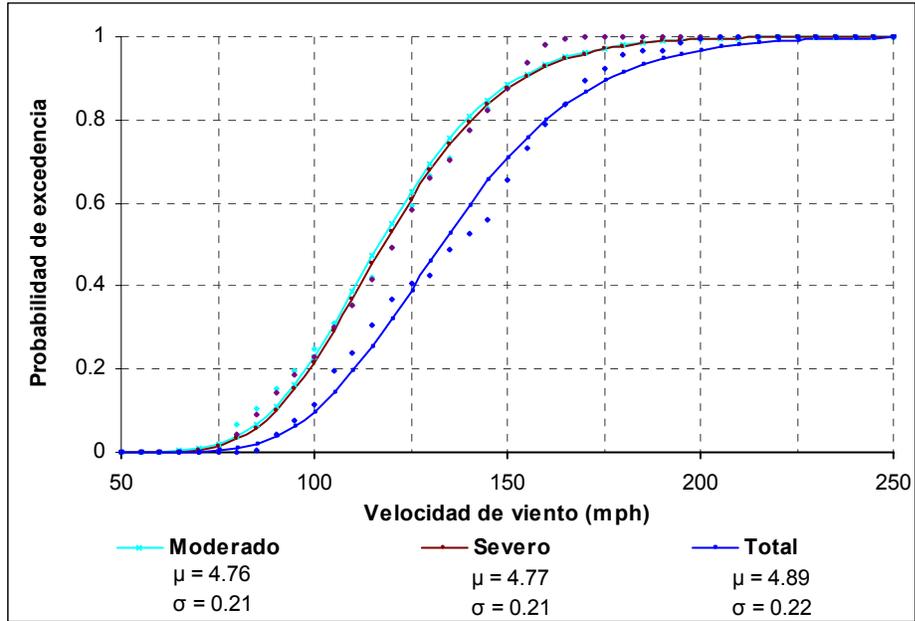


Figura A. 4 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24

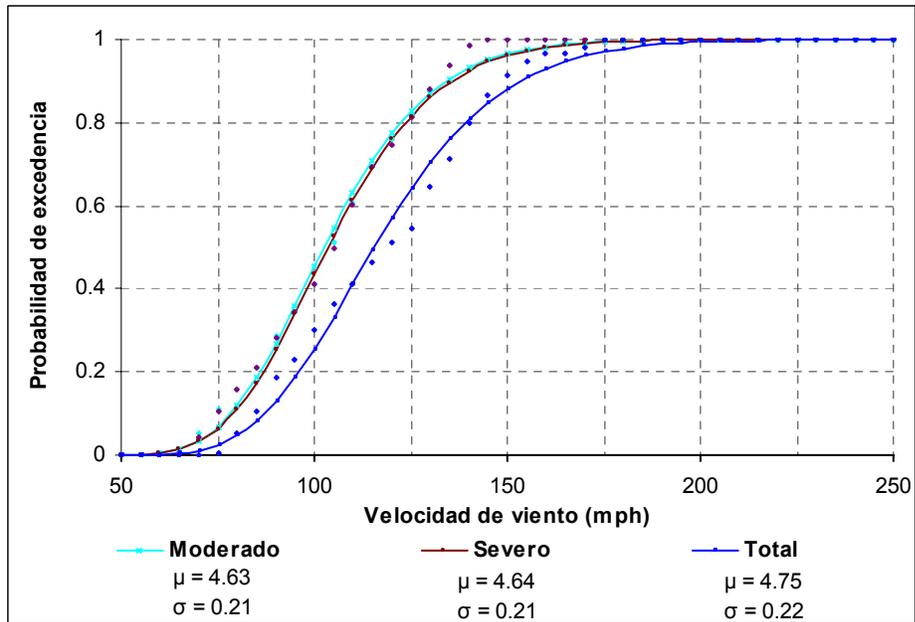


Figura A. 5 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26

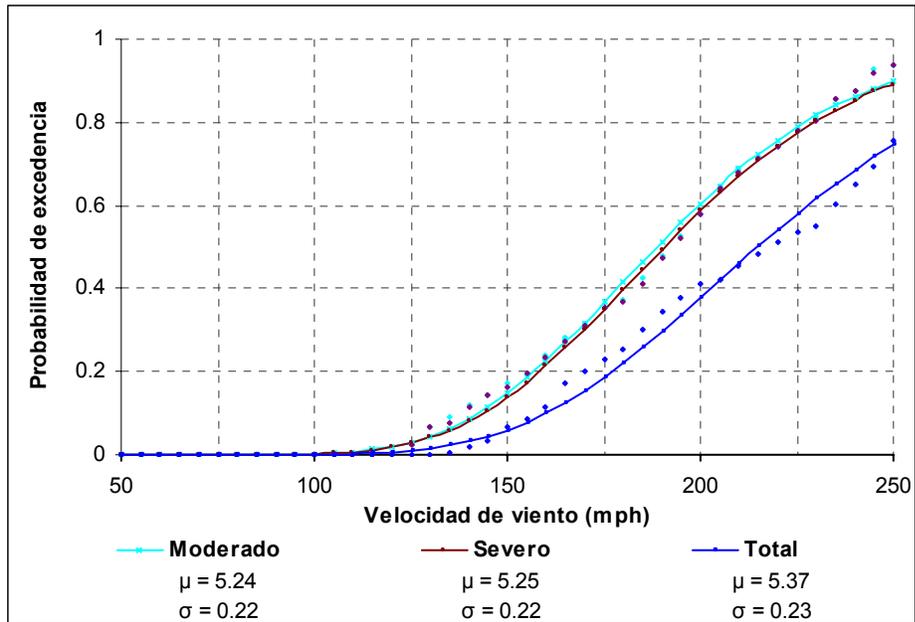


Figura A. 6 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 18

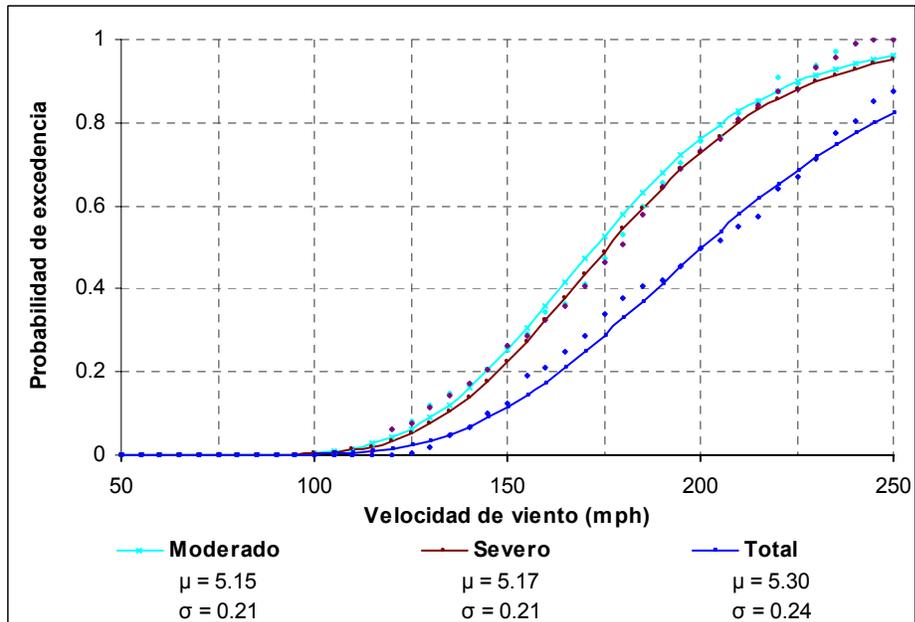


Figura A. 7 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 20

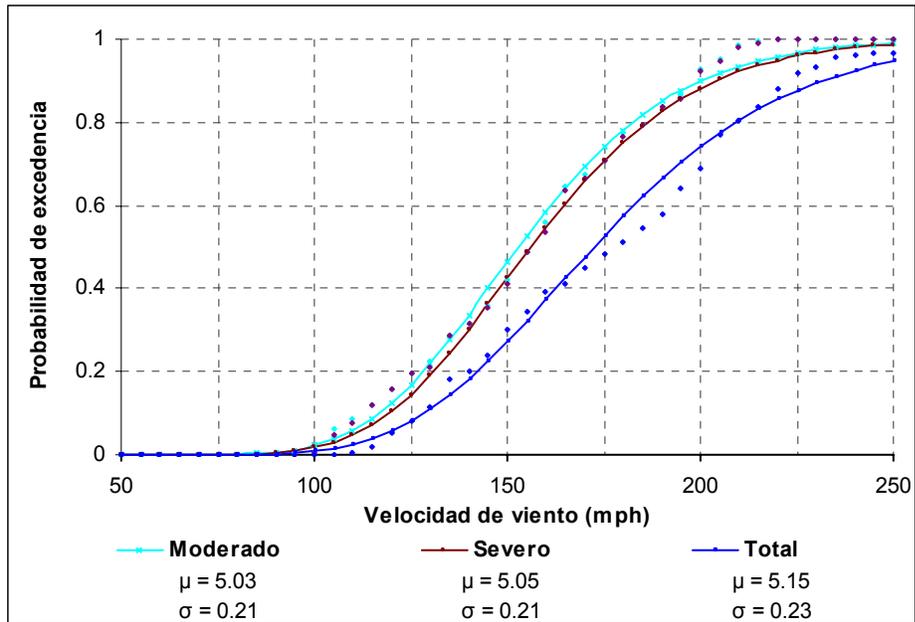


Figura A. 8 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 22

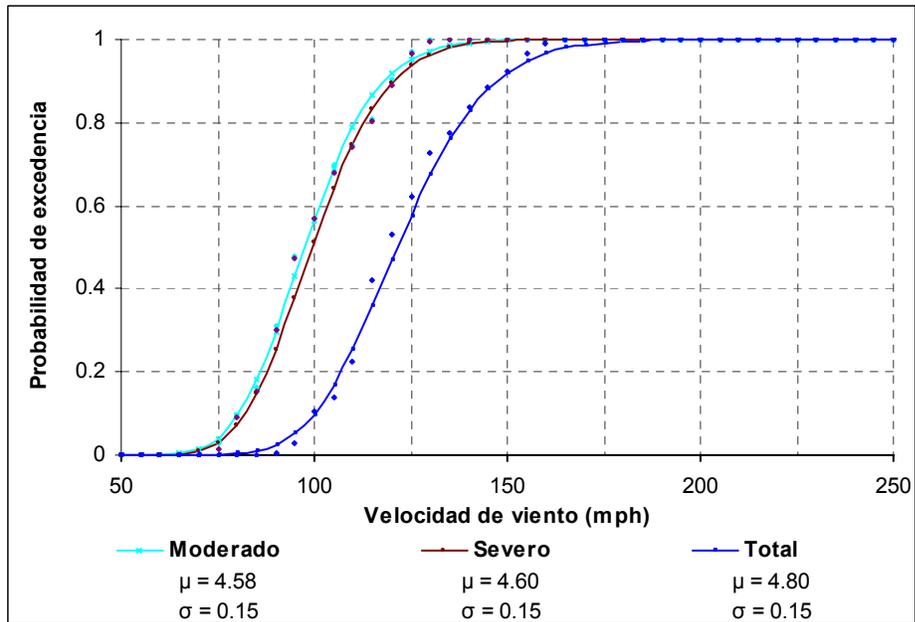


Figura A. 9 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 24

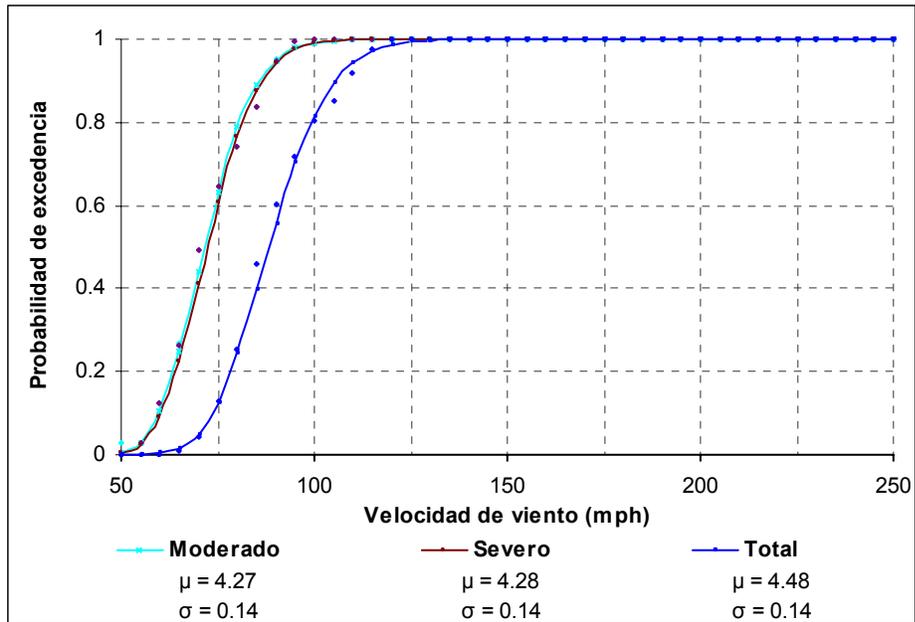


Figura A. 10 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta no convencionales con conexiones en las crestas (S2); lámina calibre 26

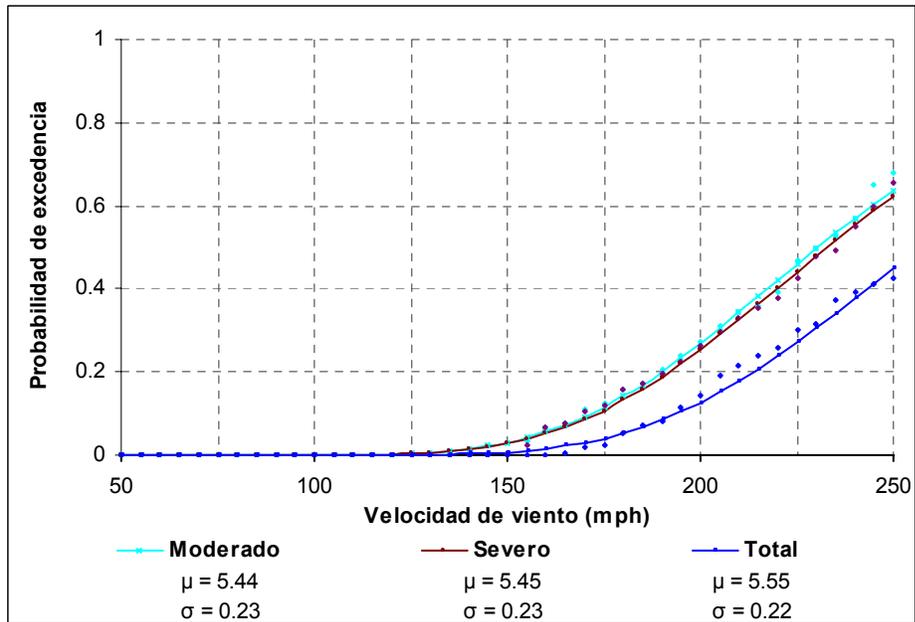


Figura A. 11 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 18

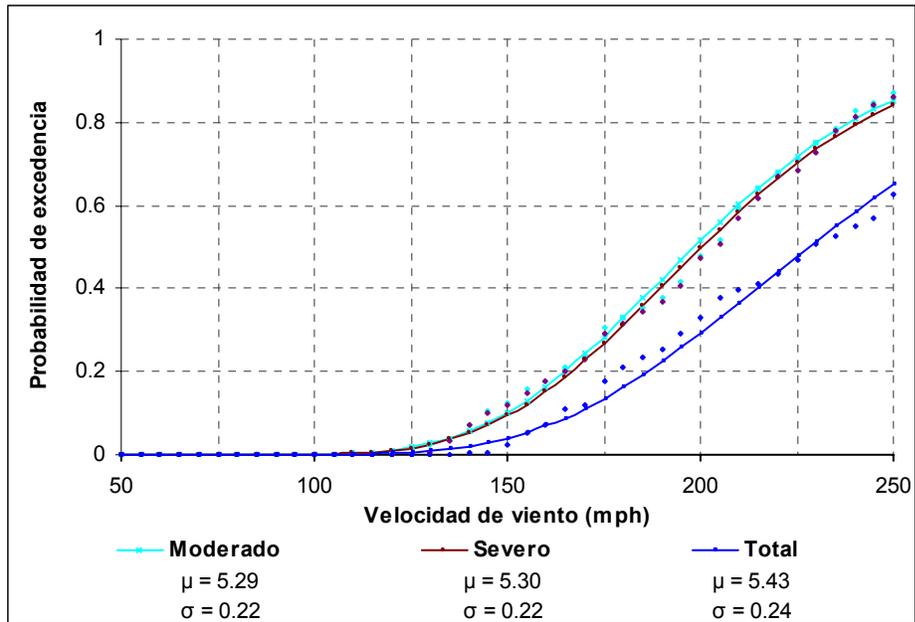


Figura A. 12 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 20

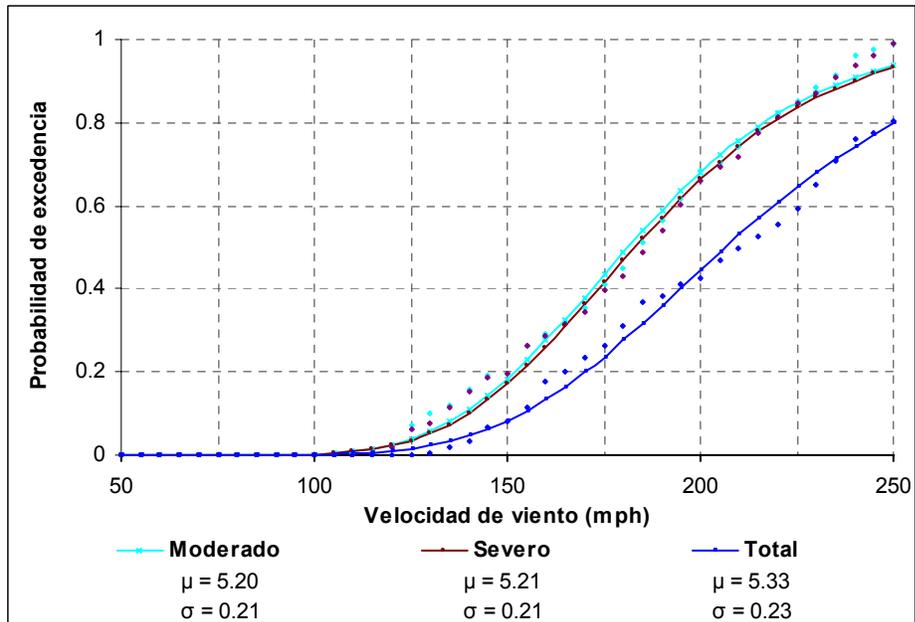


Figura A. 13 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 22

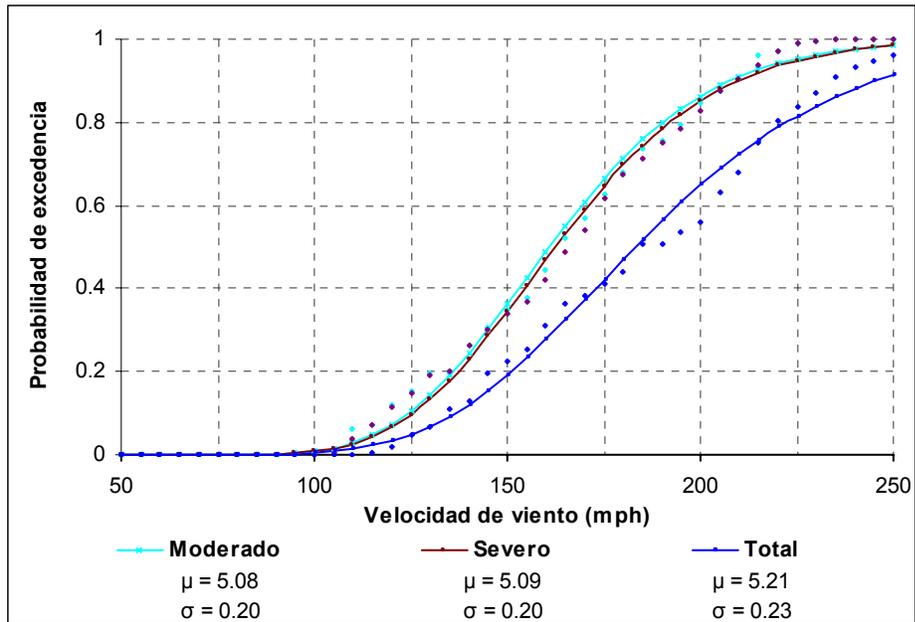


Figura A. 14 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 24

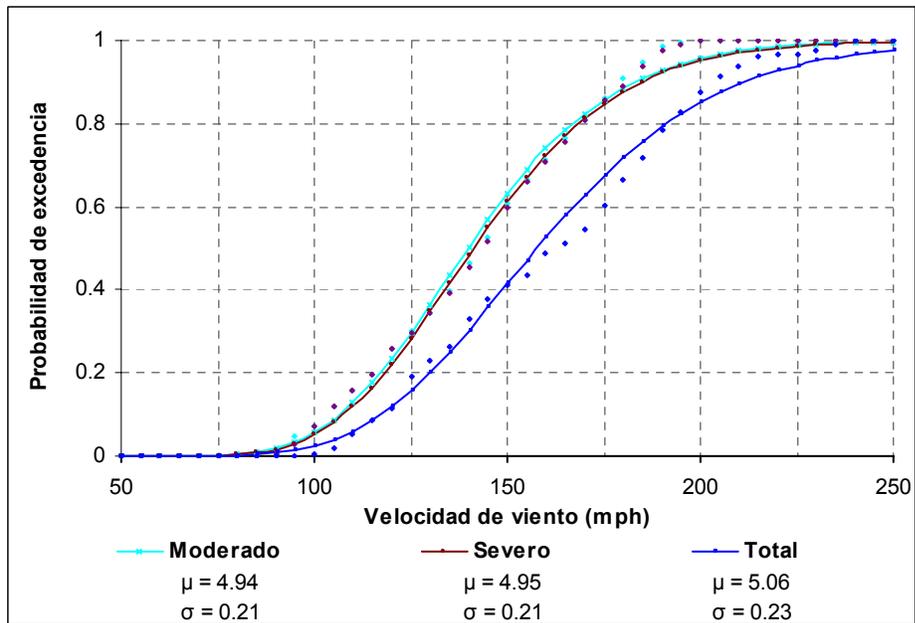


Figura A. 15 Curvas de fragilidad de sistemas de cubierta mejorados con conexiones en las crestas (S3); lámina calibre 26

A.2.2 Curvas de fragilidad del sistema de fachada

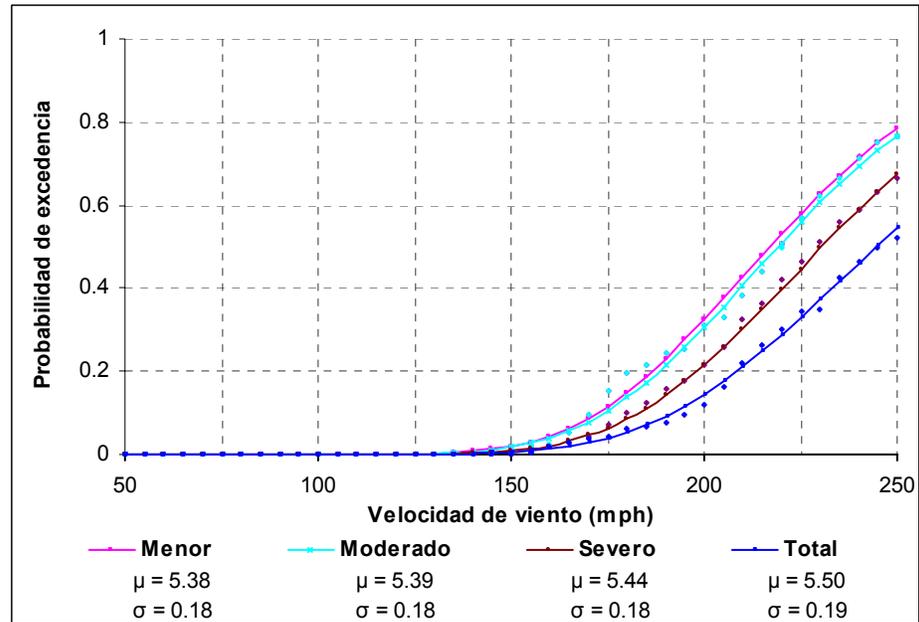


Figura A. 16 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 18

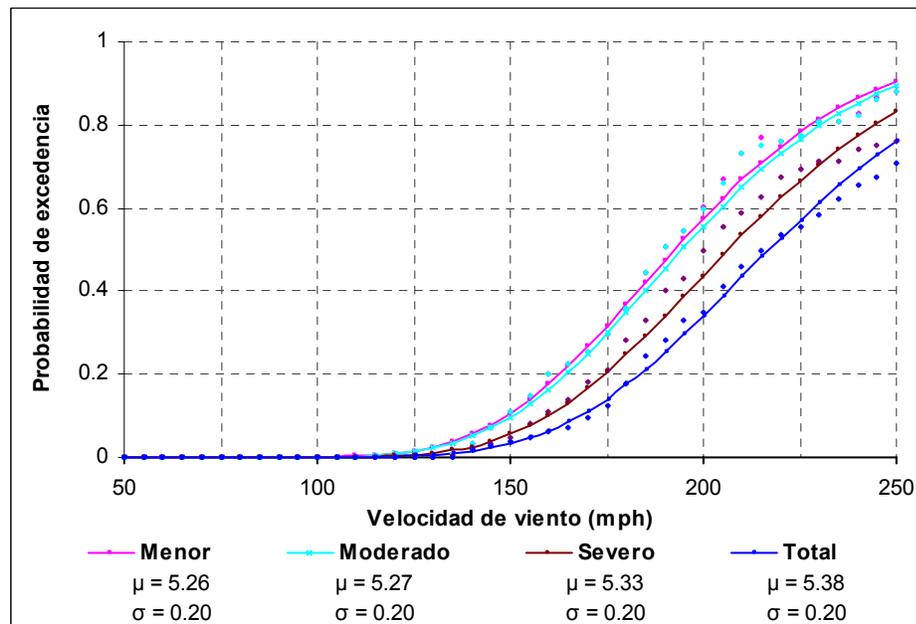


Figura A. 17 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 20

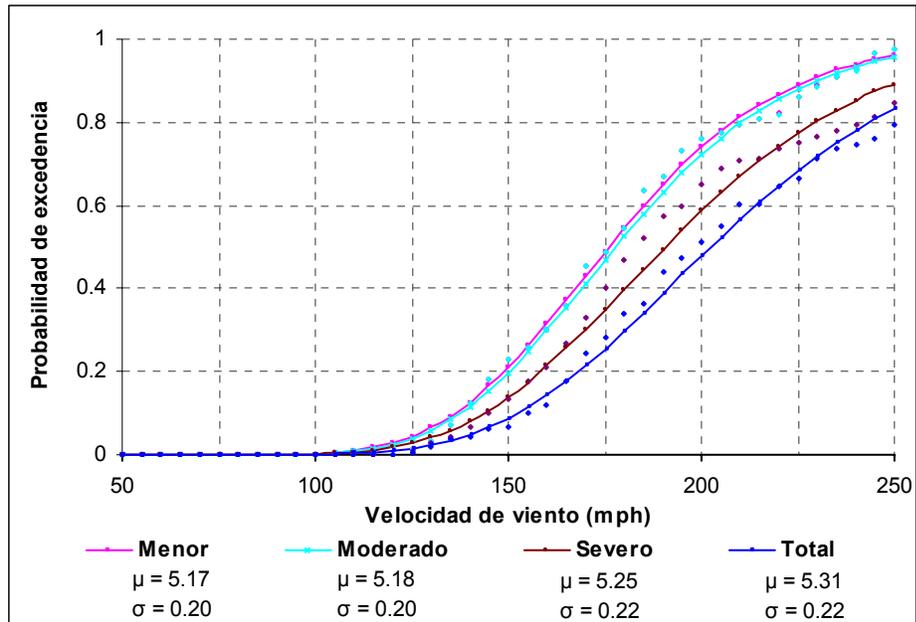


Figura A. 18 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 22

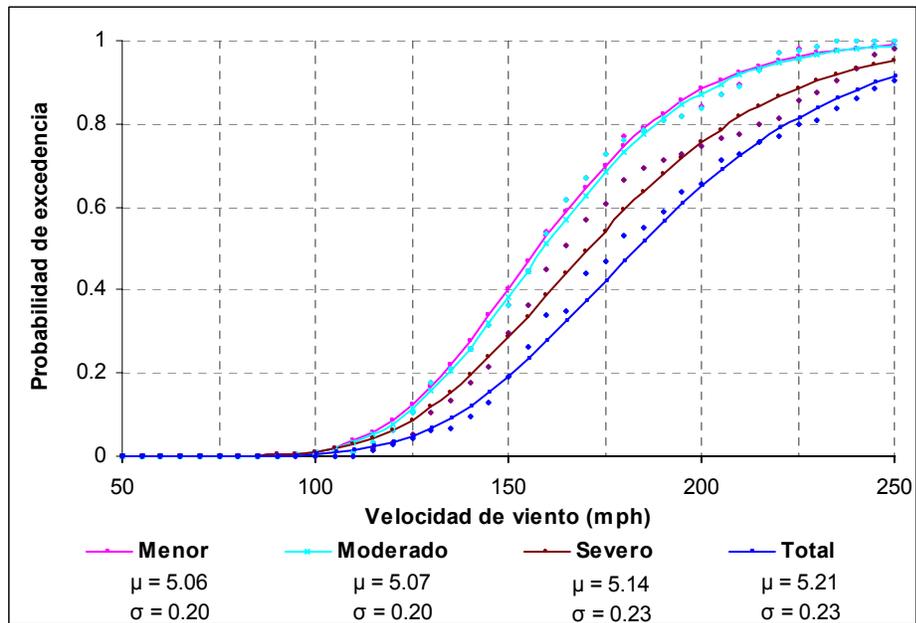


Figura A. 19 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 24

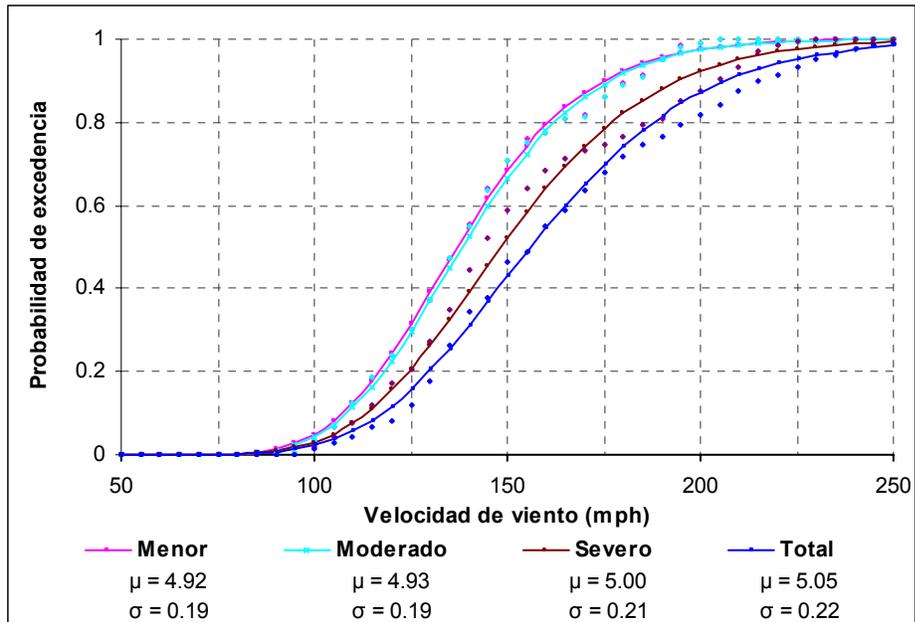


Figura A. 20 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada convencionales con conexiones en los valles (S1); lámina calibre 26

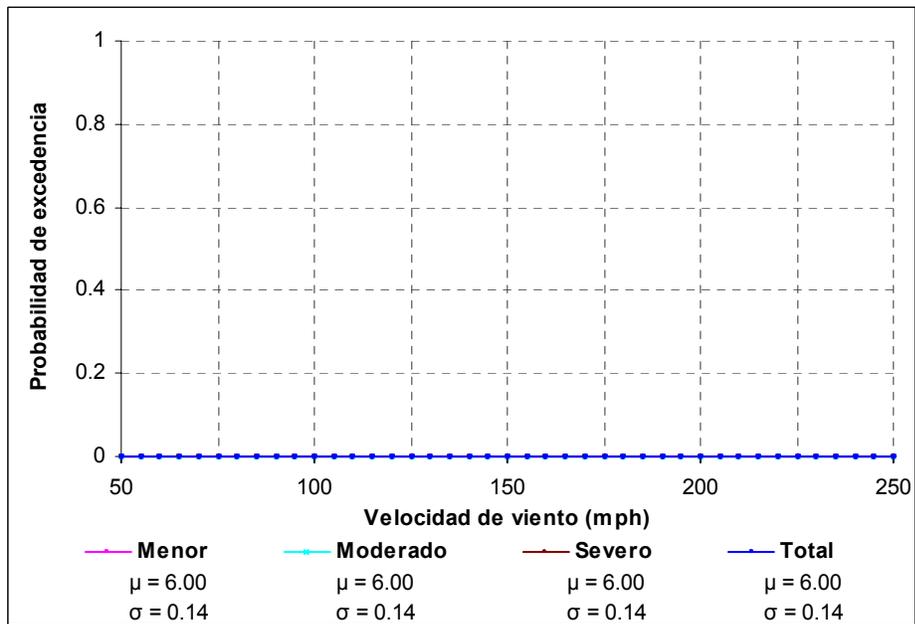


Figura A. 21 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 18

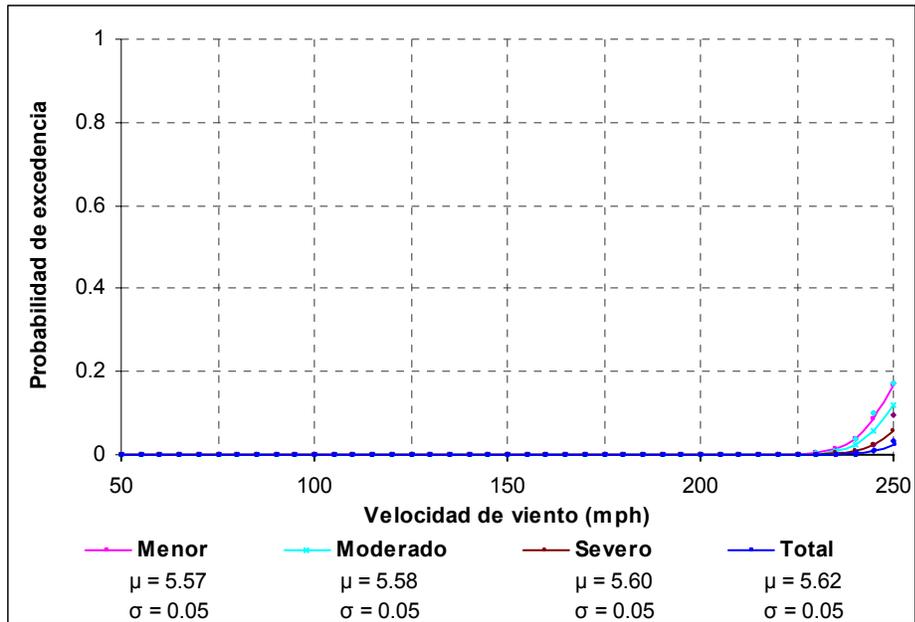


Figura A. 22 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 20

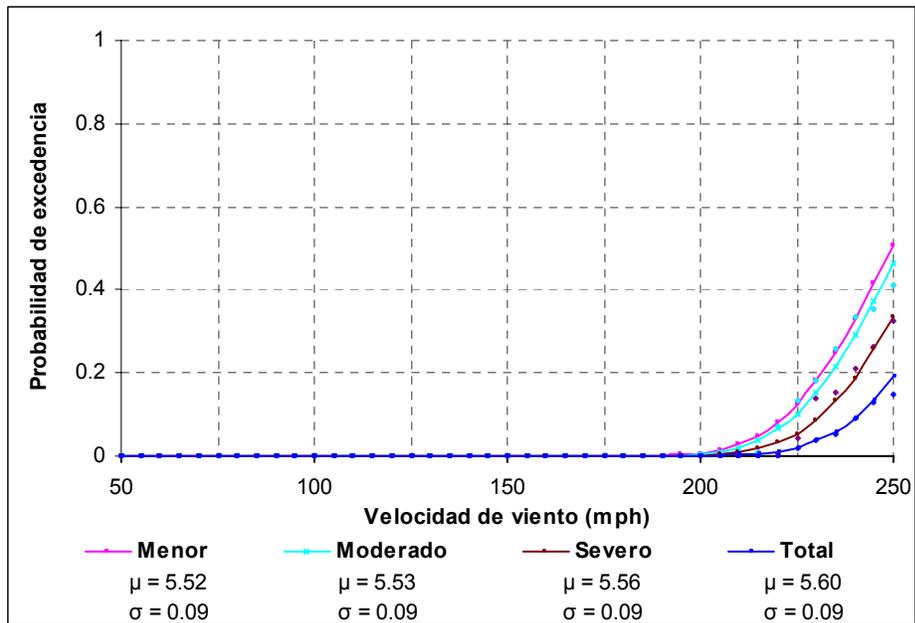


Figura A. 23 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 22

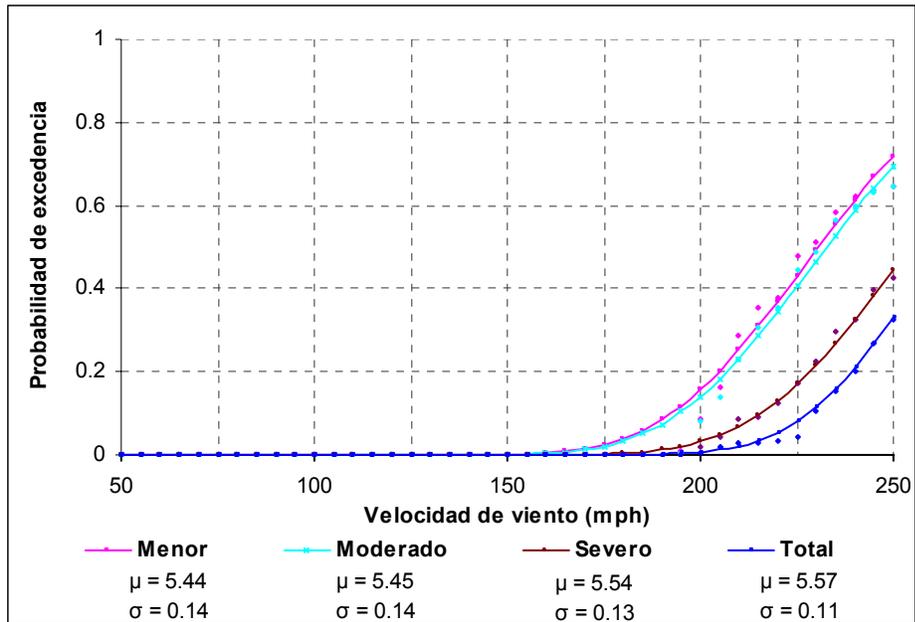


Figura A. 24 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 24

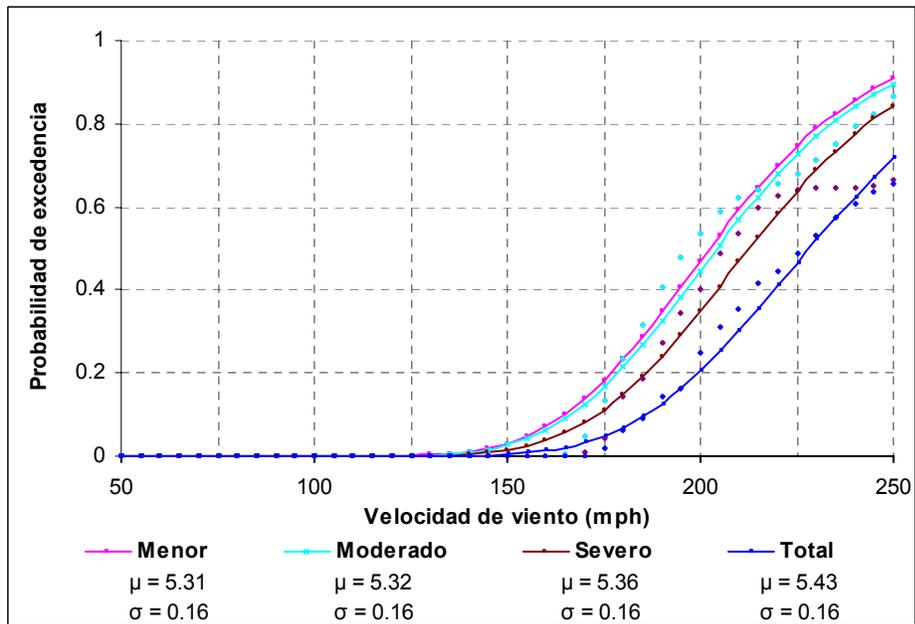


Figura A. 25 Curvas de fragilidad de sistemas de fachada mejorados con conexiones en los valles (S3); lámina calibre 26

A.2.3 Curvas de fragilidad de aberturas

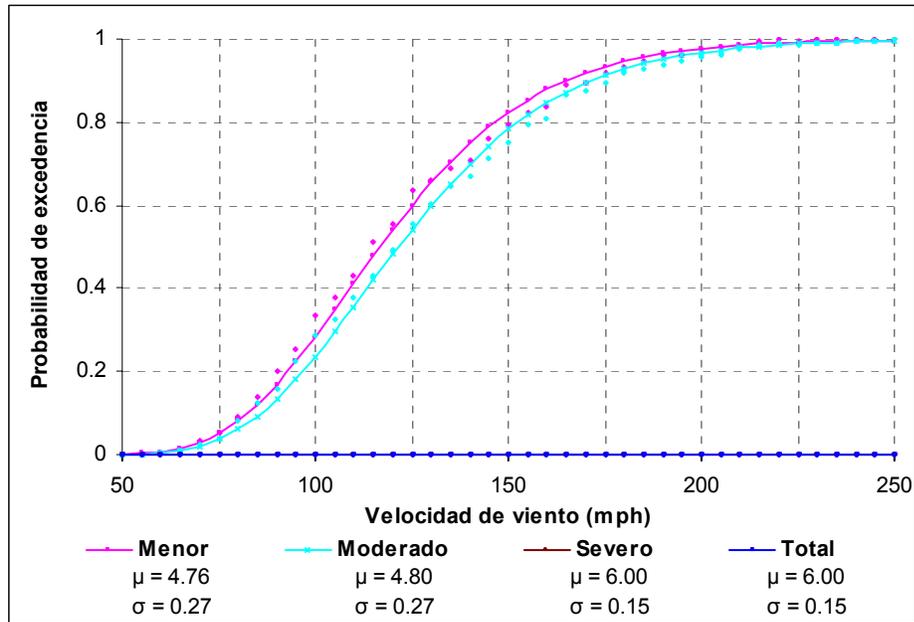


Figura A. 26 Curvas de fragilidad del sistema de aberturas

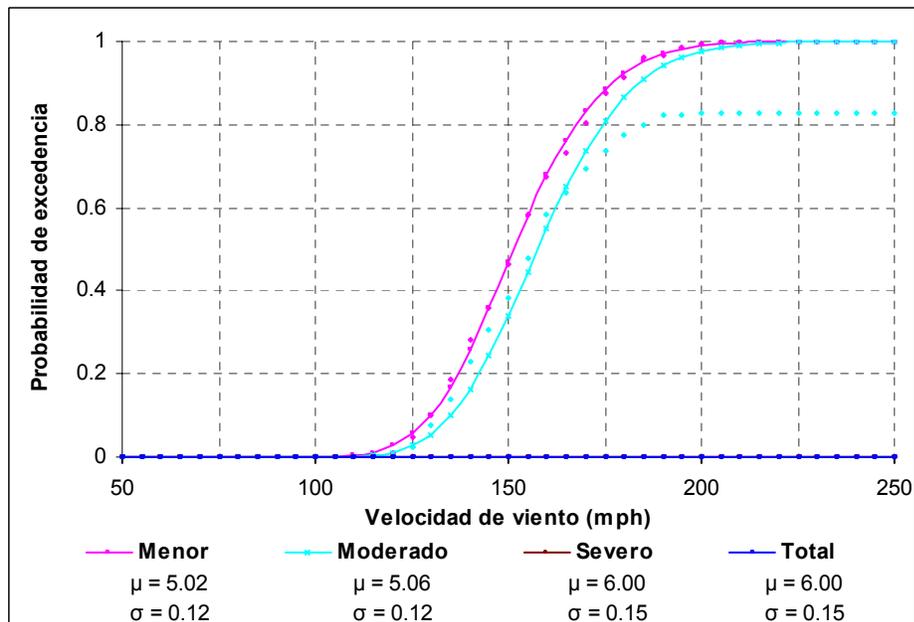


Figura A. 27 Curvas de fragilidad de sistemas de aberturas teniendo en cuenta el efecto de 1) ventanas protegidas con tormenteras y 2) puertas enrollables de alto desempeño

A.2.4 Curvas de fragilidad de la conexión columna-fundación

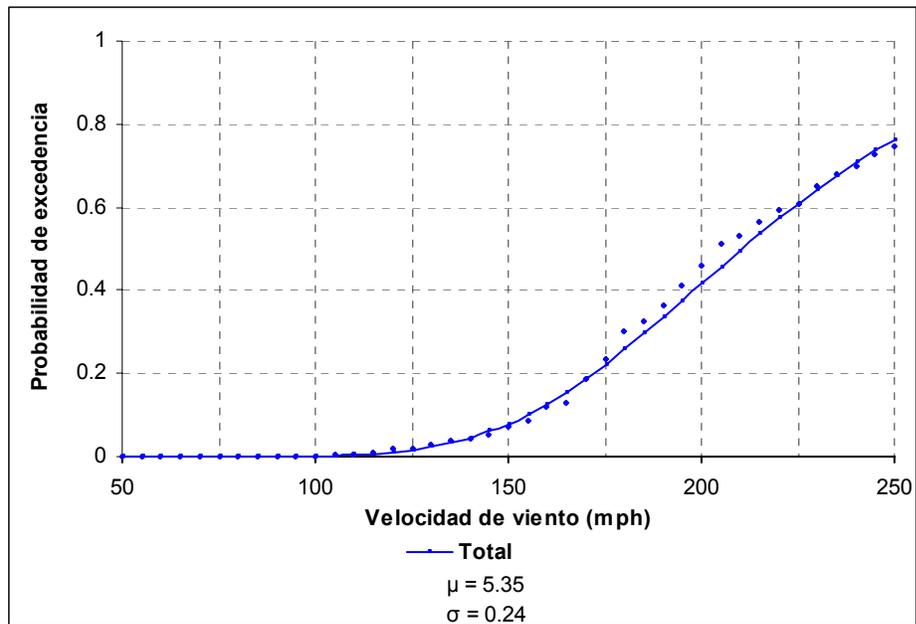


Figura A. 28 Curva de fragilidad del sistema de conexión columna-fundación

A.3 Curvas de fragilidad de sistemas

A.3.1 Curvas de fragilidad de sistemas convencionales

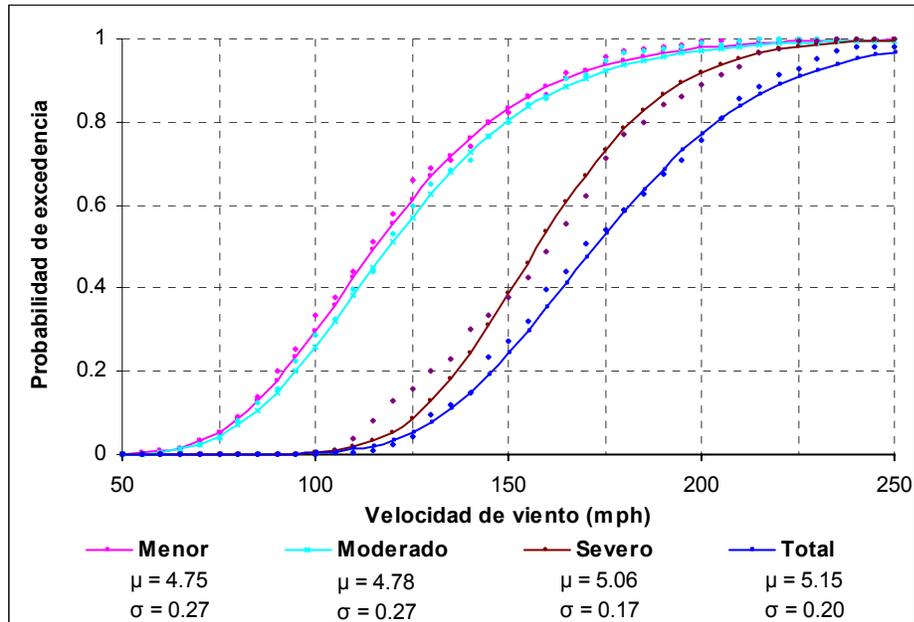


Figura A. 29 Familia de curvas de fragilidad de sistemas C1

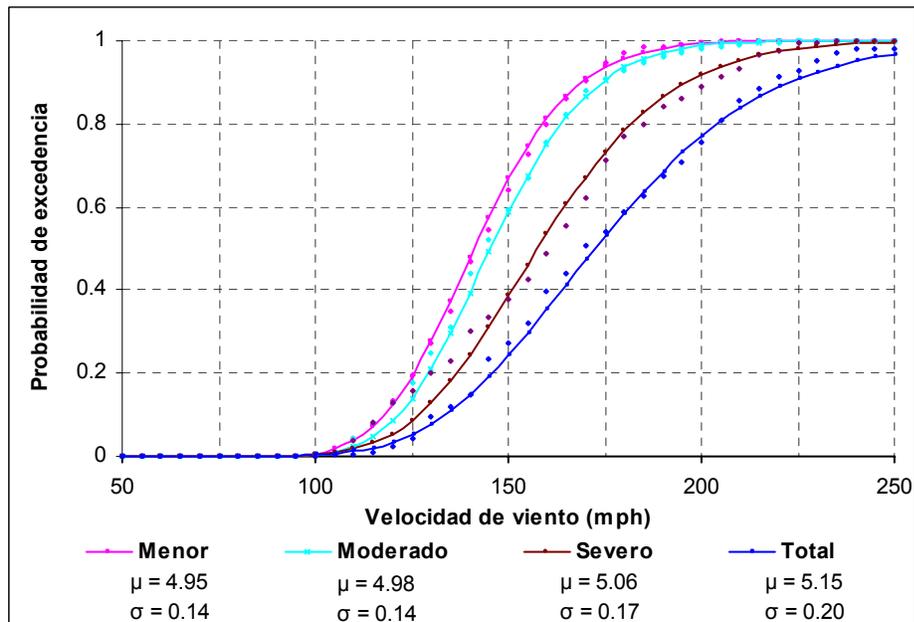


Figura A. 30 Familia de curvas de fragilidad del sistema C1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

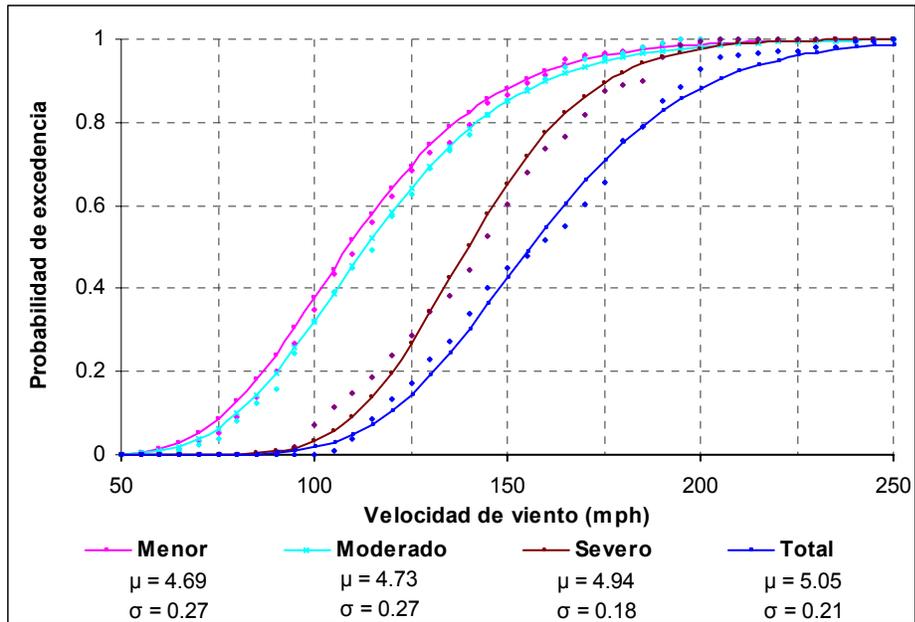


Figura A. 31 Familia de curvas de fragilidad de sistemas C2

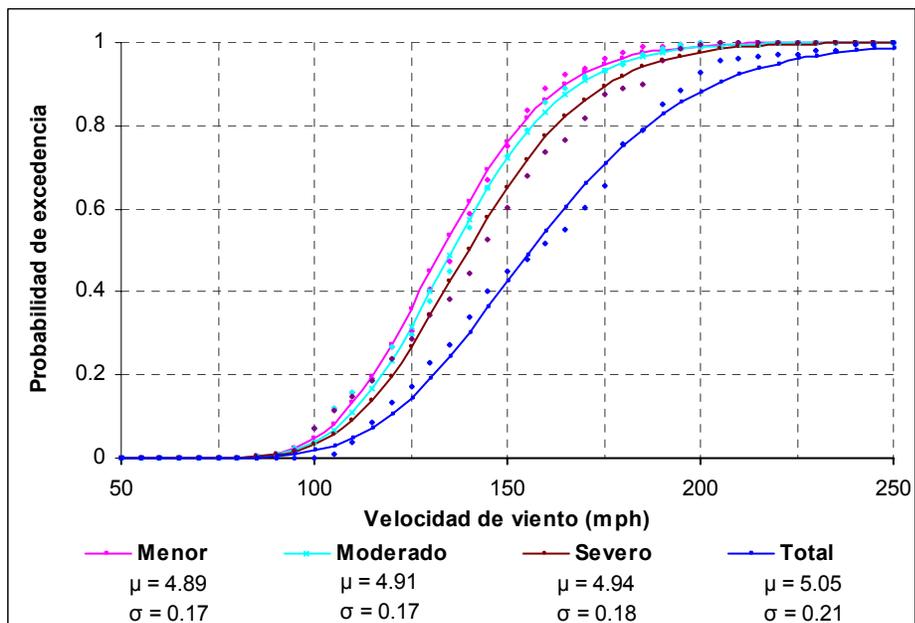


Figura A. 32 Familia de curvas de fragilidad del sistema C2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

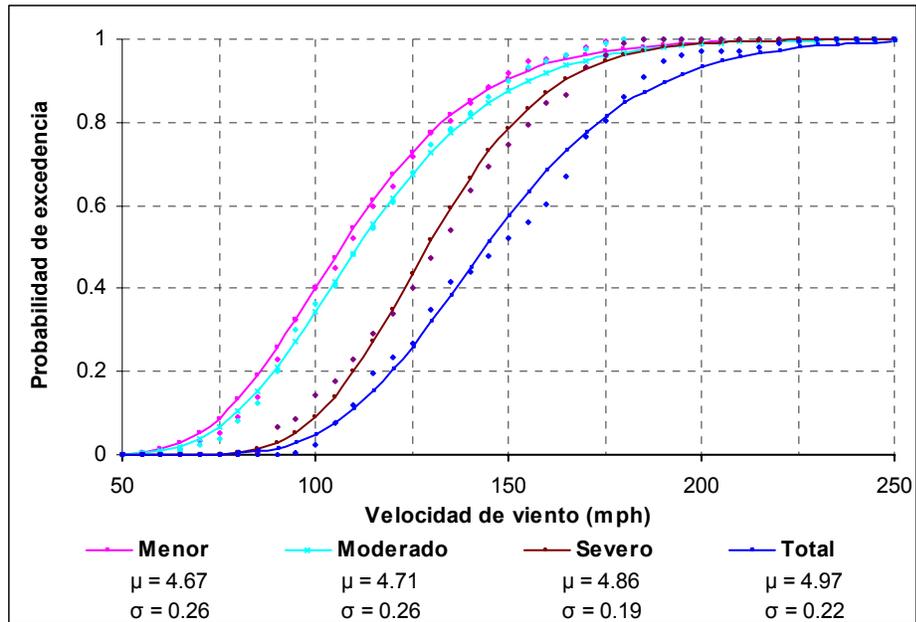


Figura A. 33 Familia de curvas de fragilidad de sistemas C3

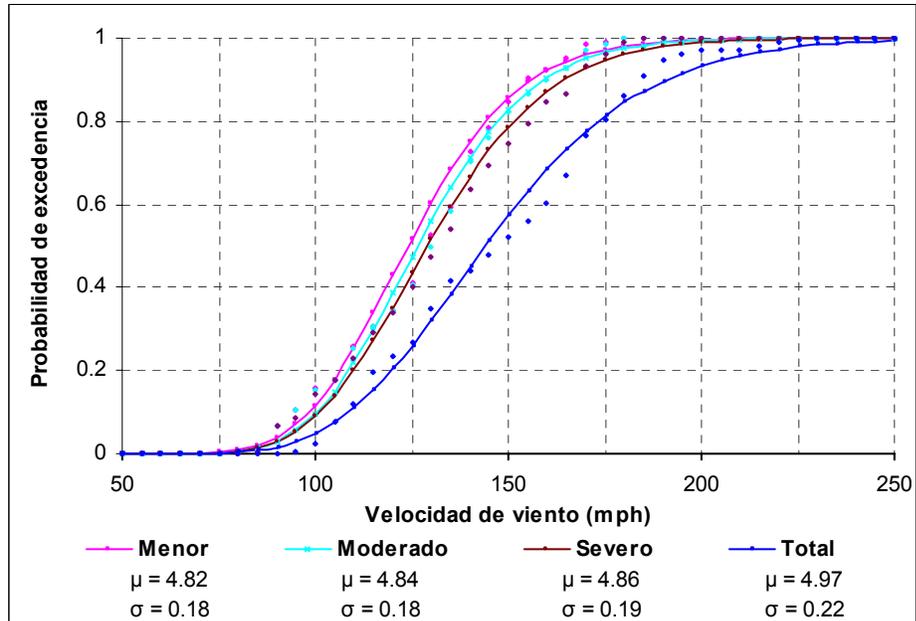


Figura A. 34 Familia de curvas de fragilidad del sistema C3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

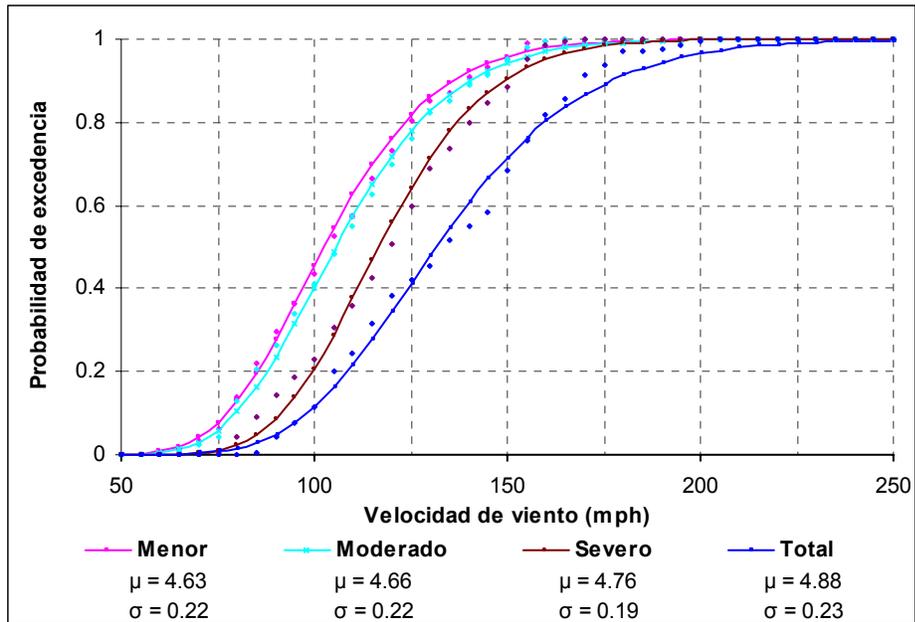


Figura A. 35 Familia de curvas de fragilidad de sistemas C4

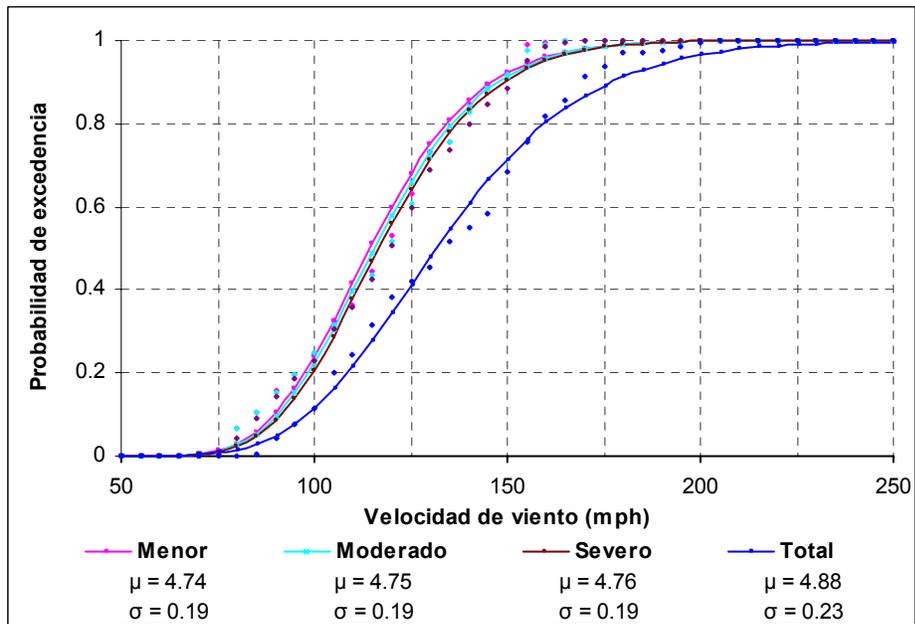


Figura A. 36 Familia de curvas de fragilidad del sistema C4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

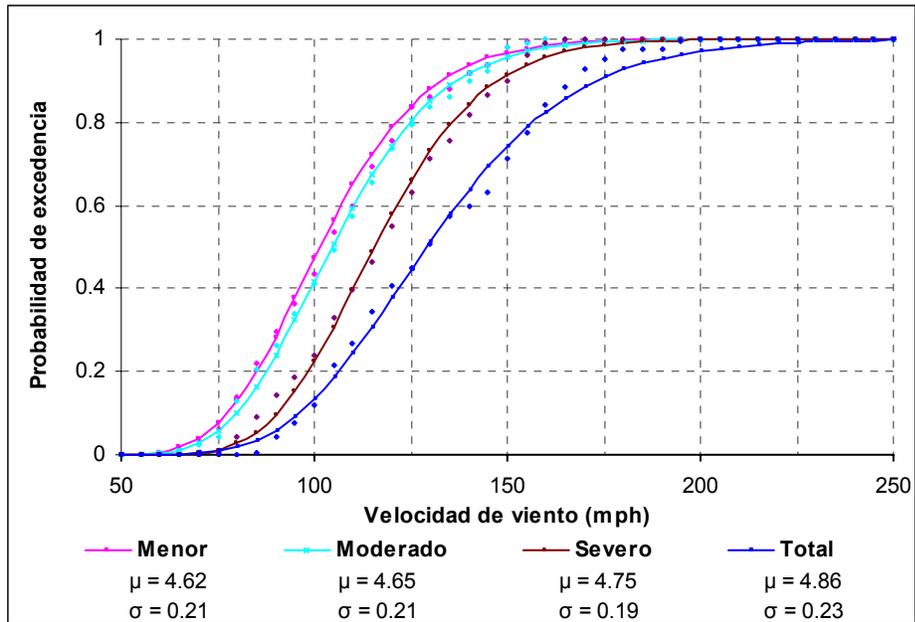


Figura A. 37 Familia de curvas de fragilidad de sistemas C5

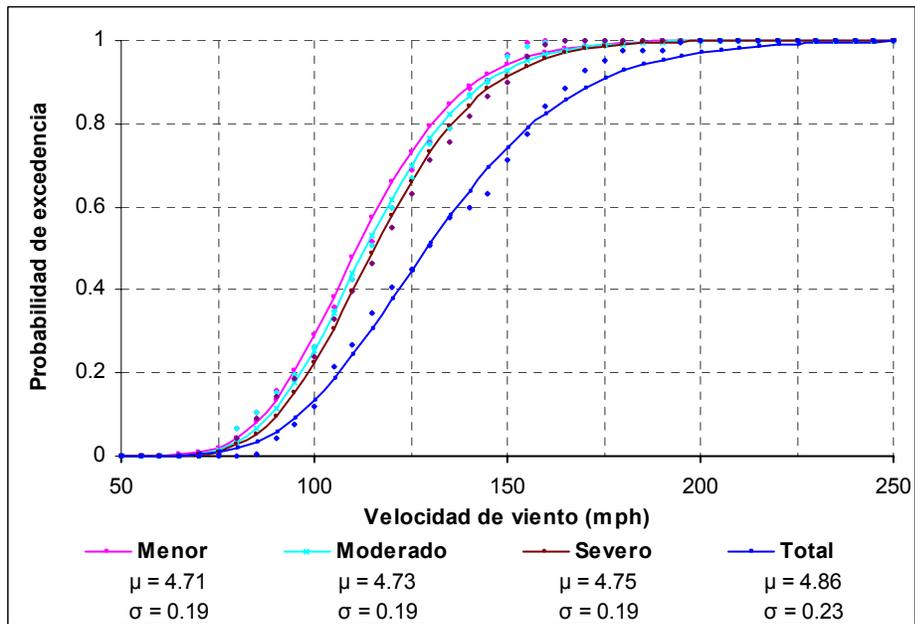


Figura A. 38 Familia de curvas de fragilidad del sistema C5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

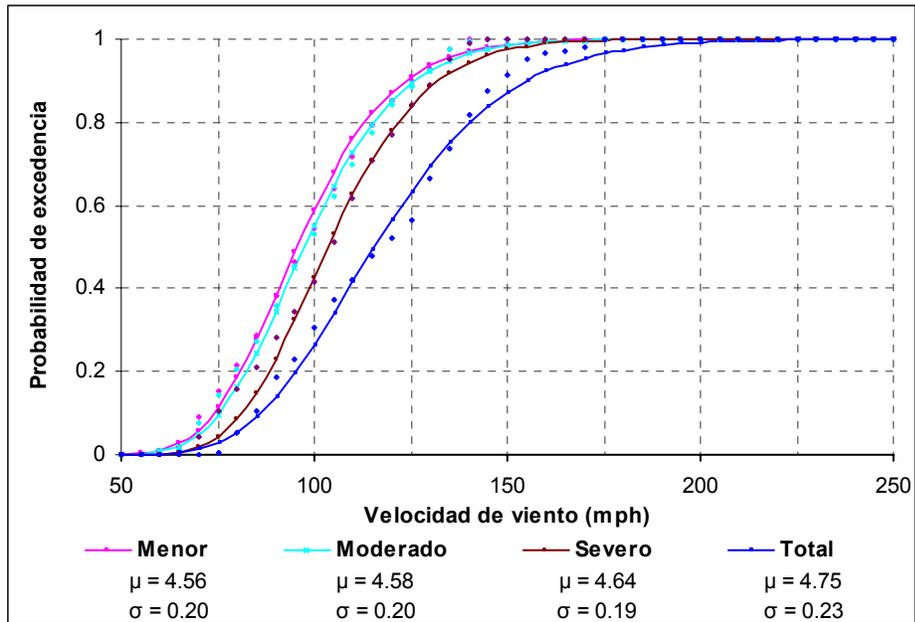


Figura A. 39 Familia de curvas de fragilidad de sistemas C6

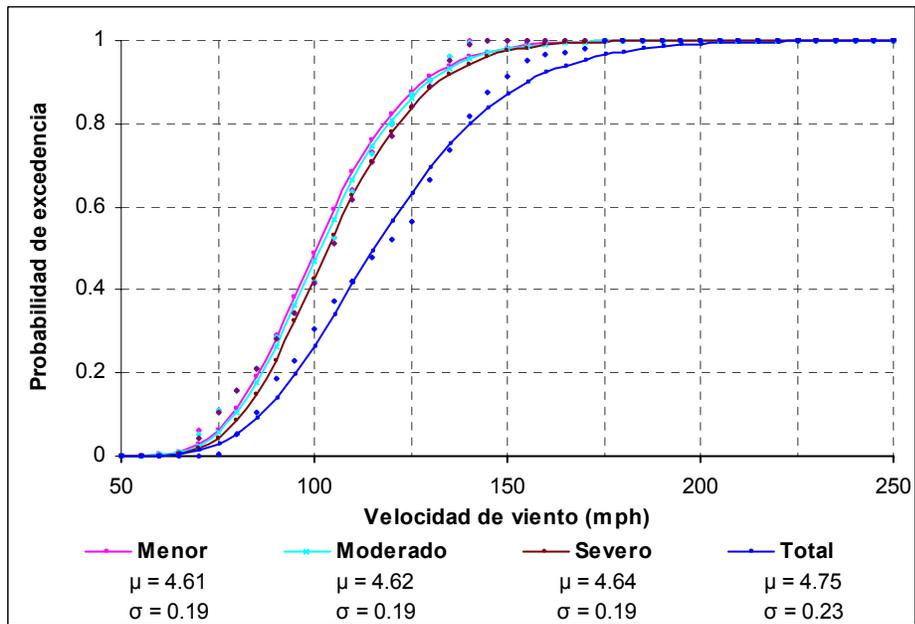


Figura A. 40 Familia de curvas de fragilidad del sistema C6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

A.3.2 Curvas de fragilidad de sistemas no convencionales

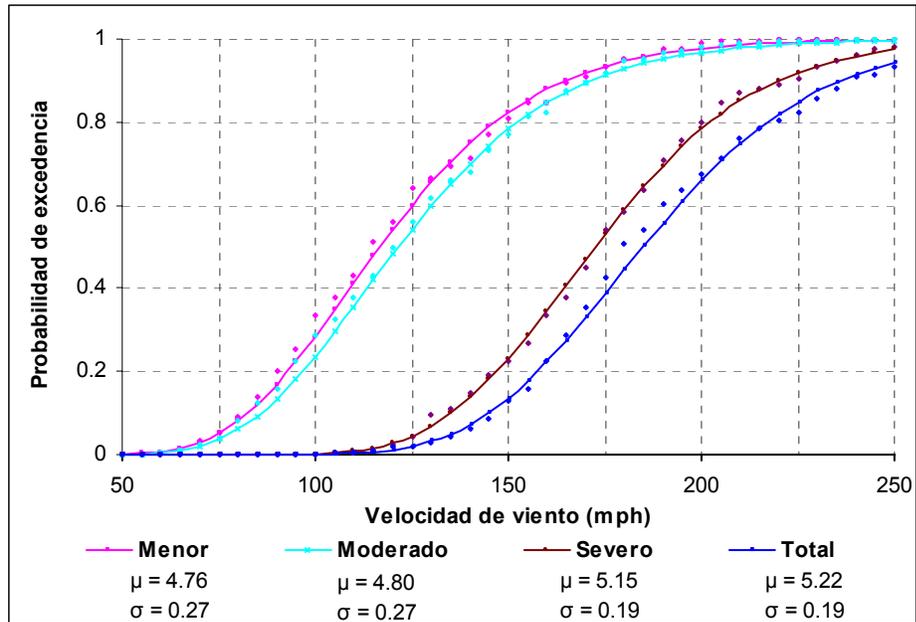


Figura A. 41 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC1

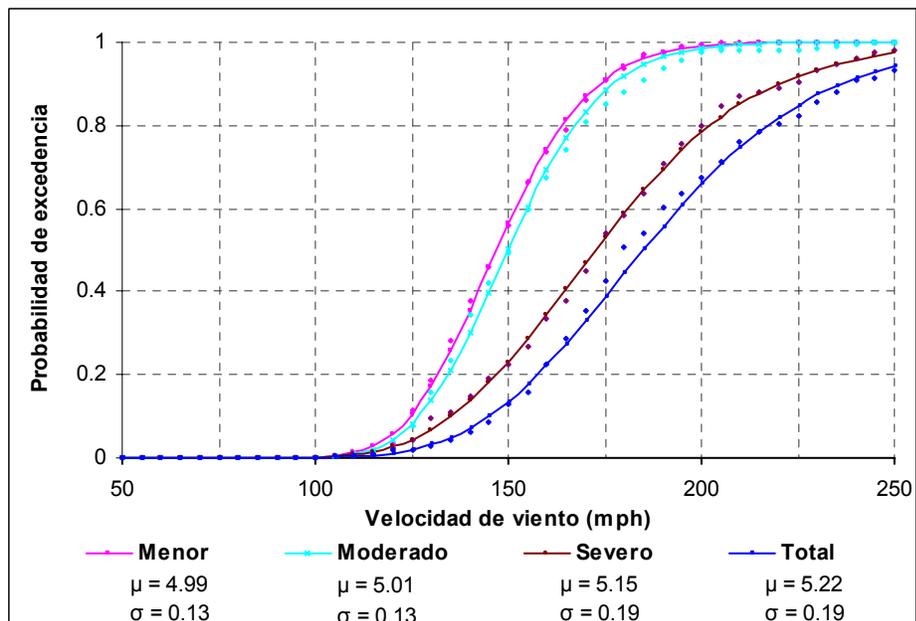


Figura A. 42 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

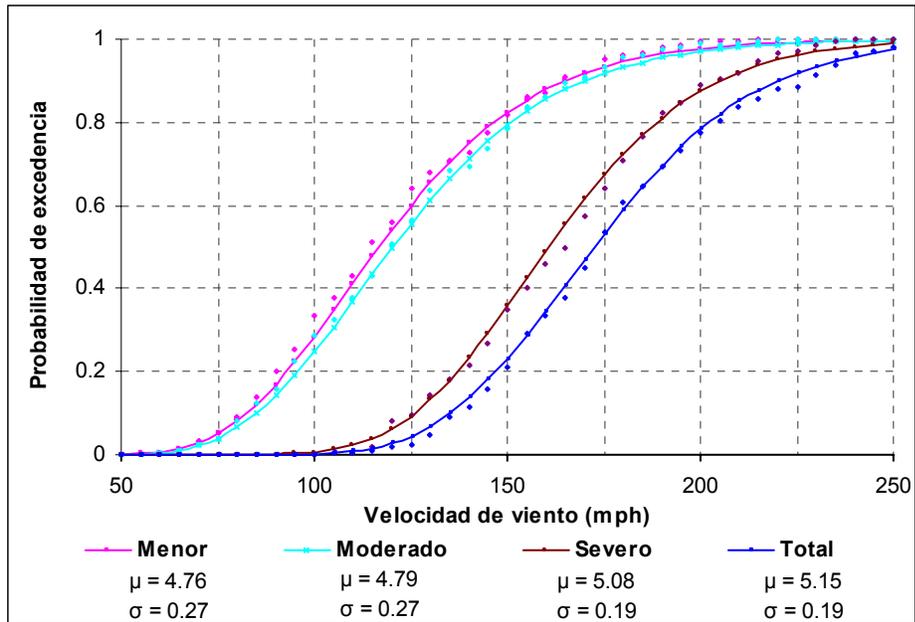


Figura A. 43 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC2

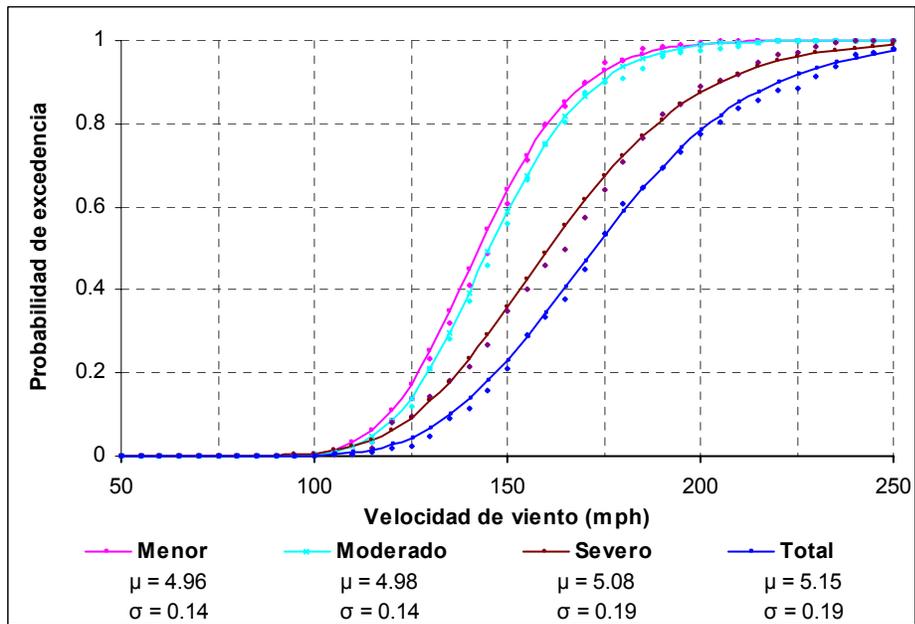


Figura A. 44 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

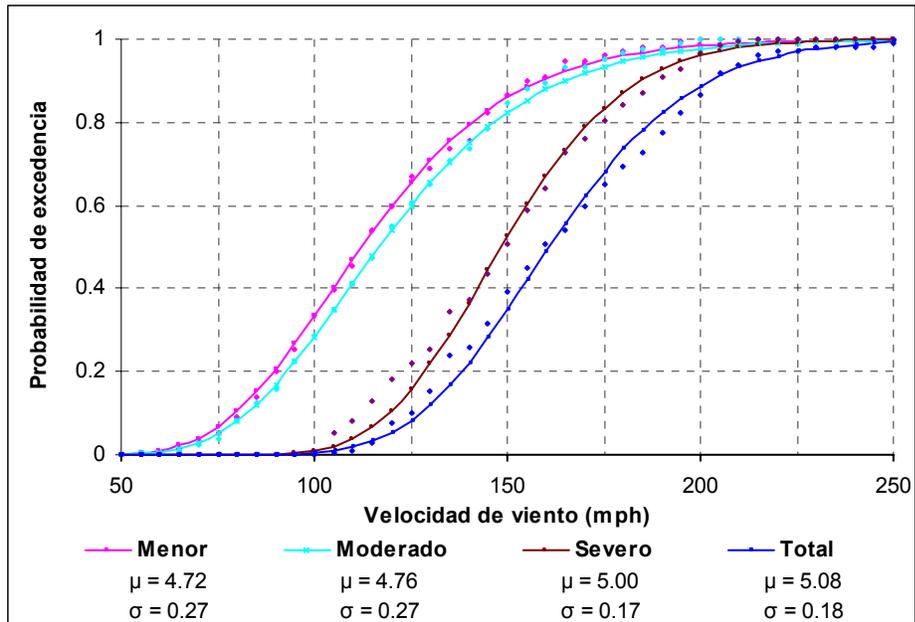


Figura A. 45 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC3

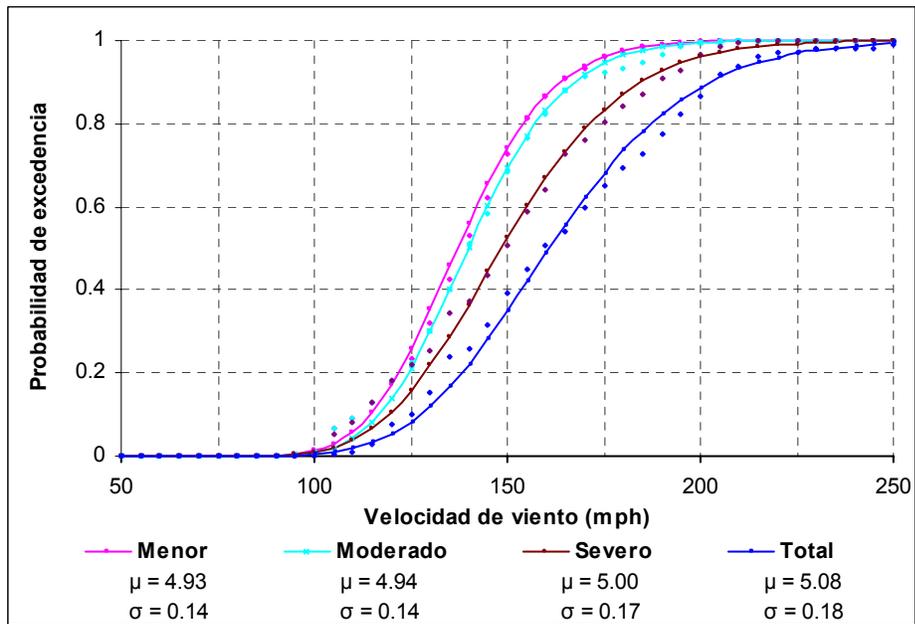


Figura A. 46 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

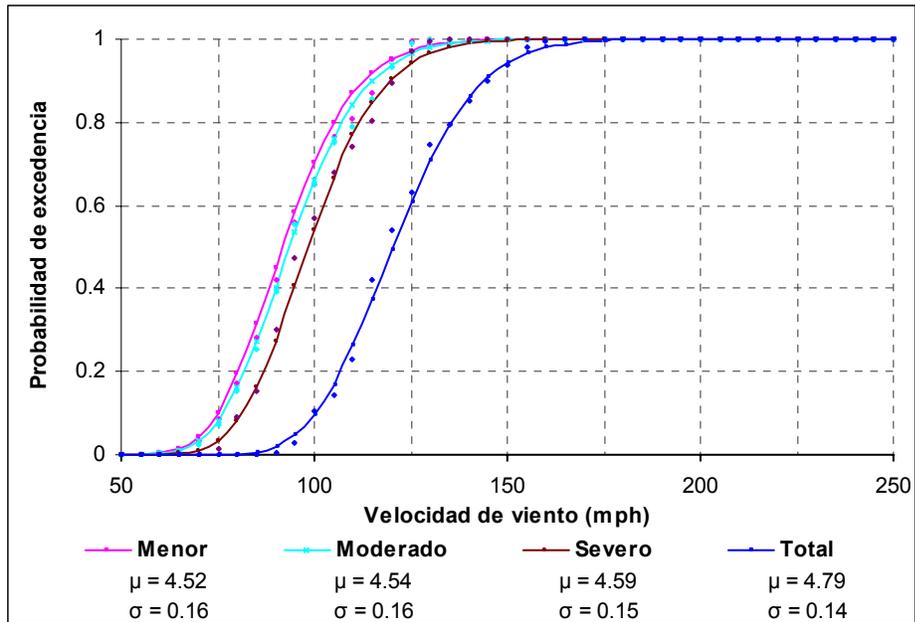


Figura A. 47 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC4

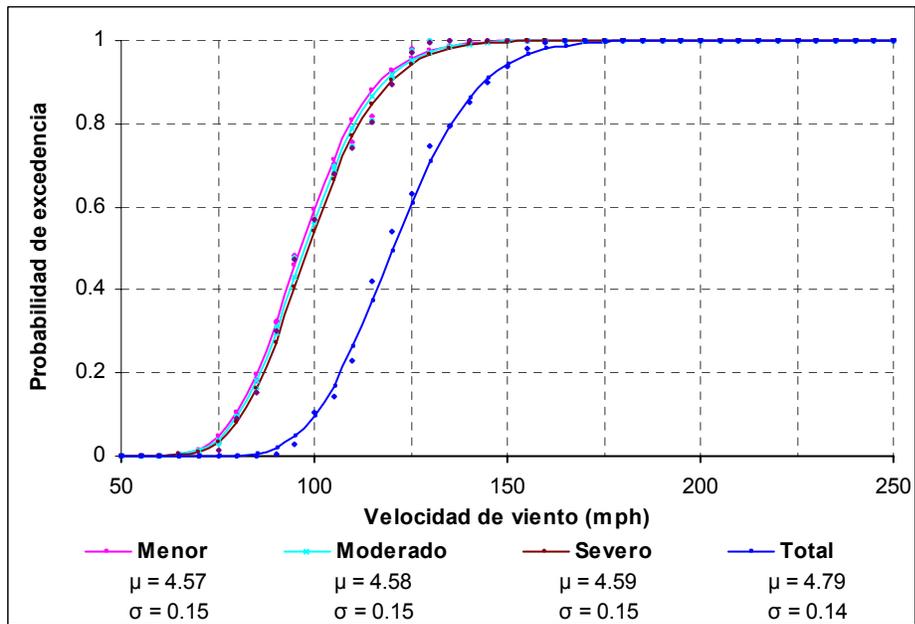


Figura A. 48 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

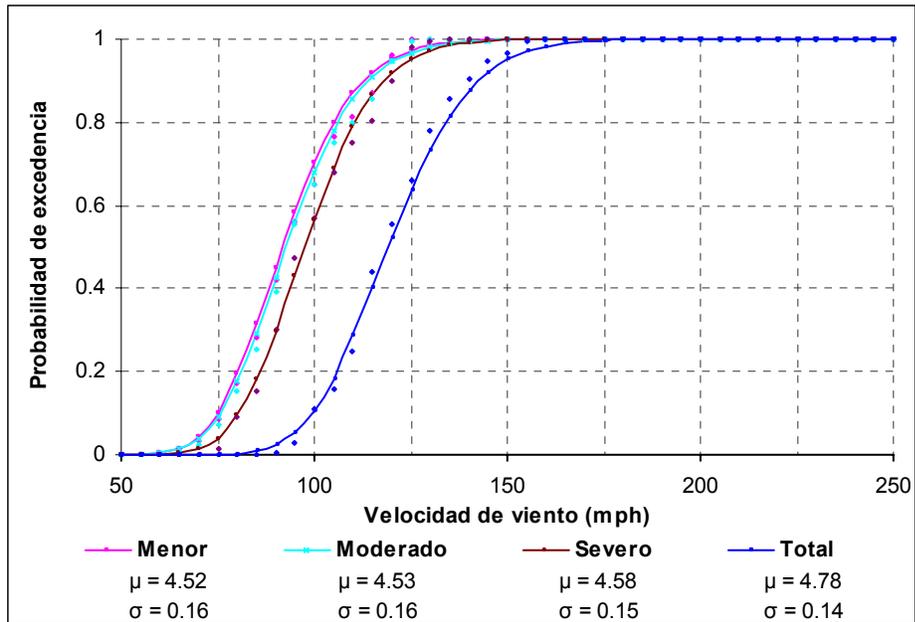


Figura A. 49 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC5

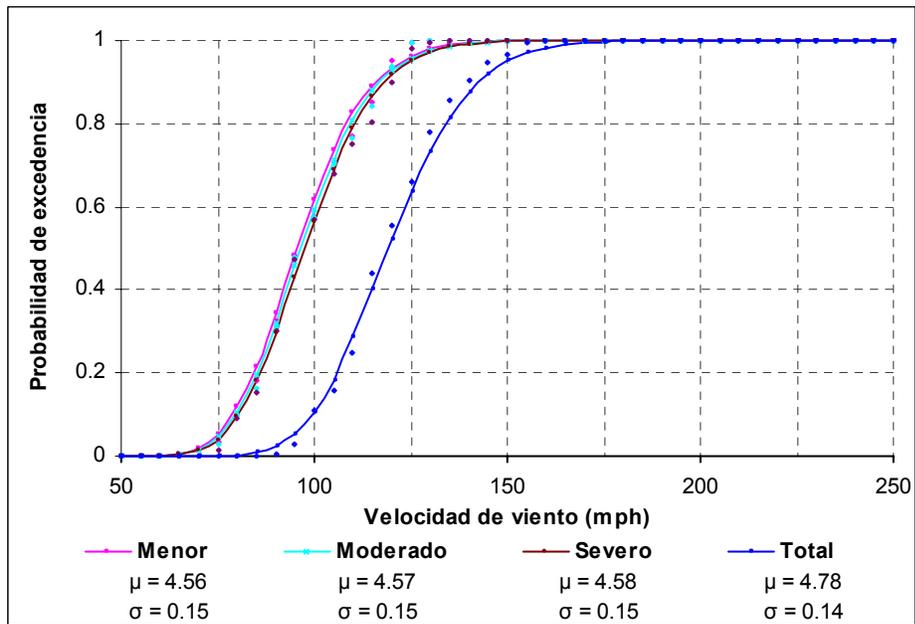


Figura A. 50 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

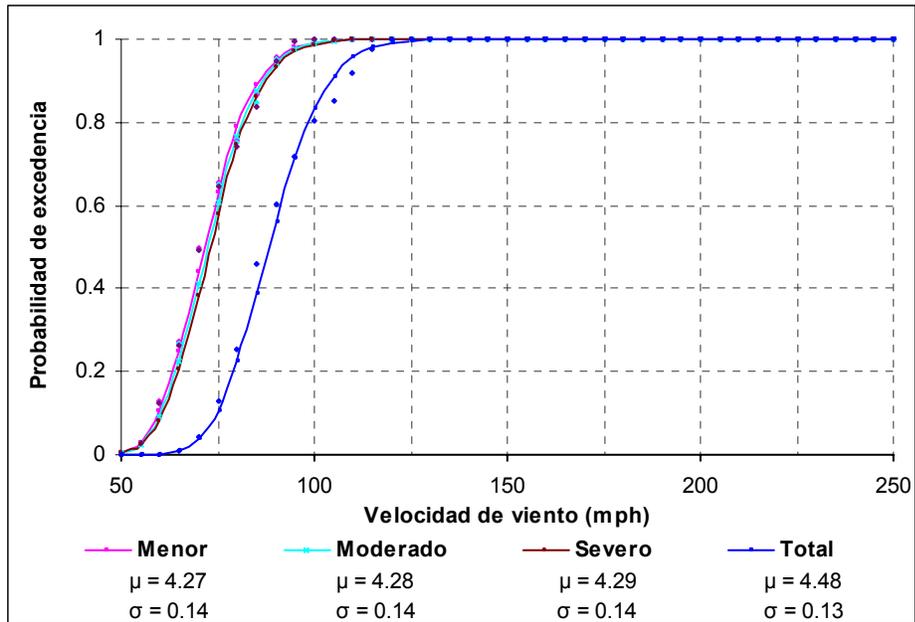


Figura A. 51 Familia de curvas de fragilidad de sistemas NC6

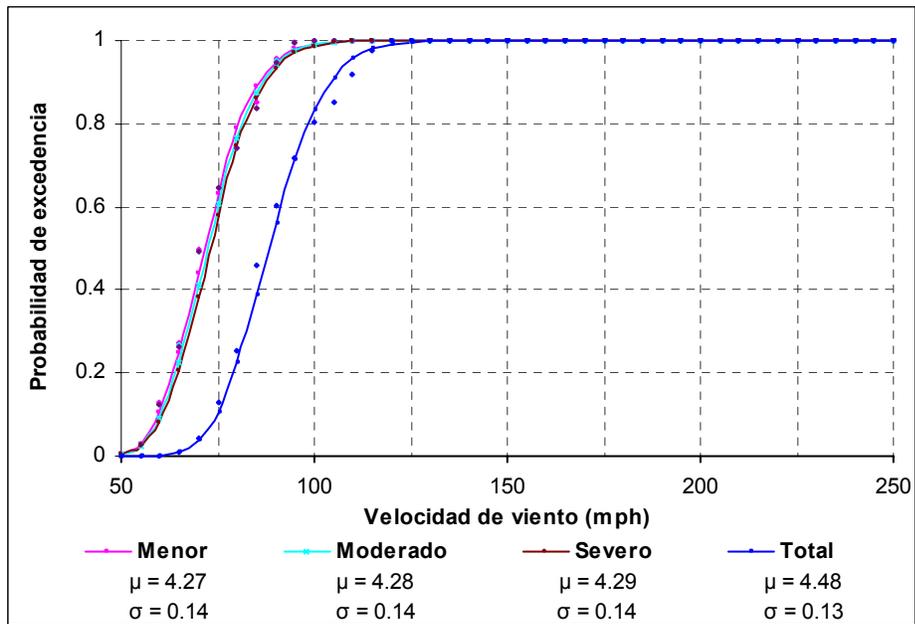


Figura A. 52 Familia de curvas de fragilidad del sistema NC6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

A.3.3 Curvas de fragilidad de sistemas mejorados

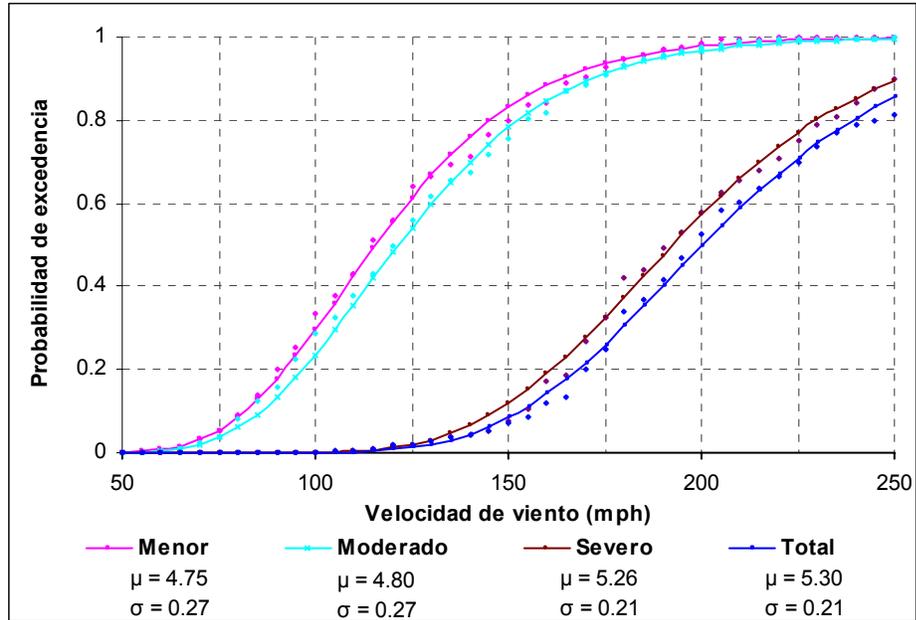


Figura A. 53 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M1

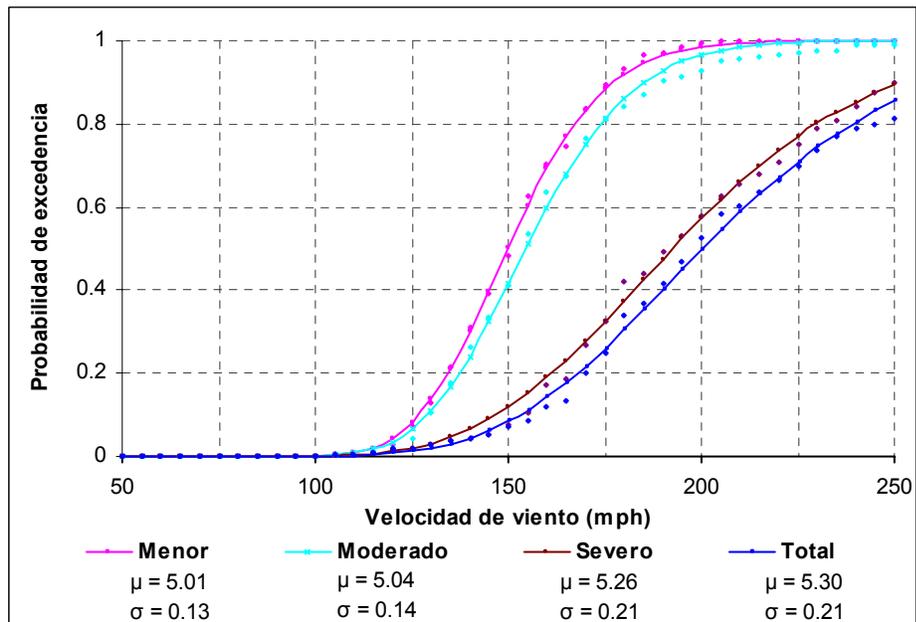


Figura A. 54 Familia de curvas de fragilidad del sistema M1 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

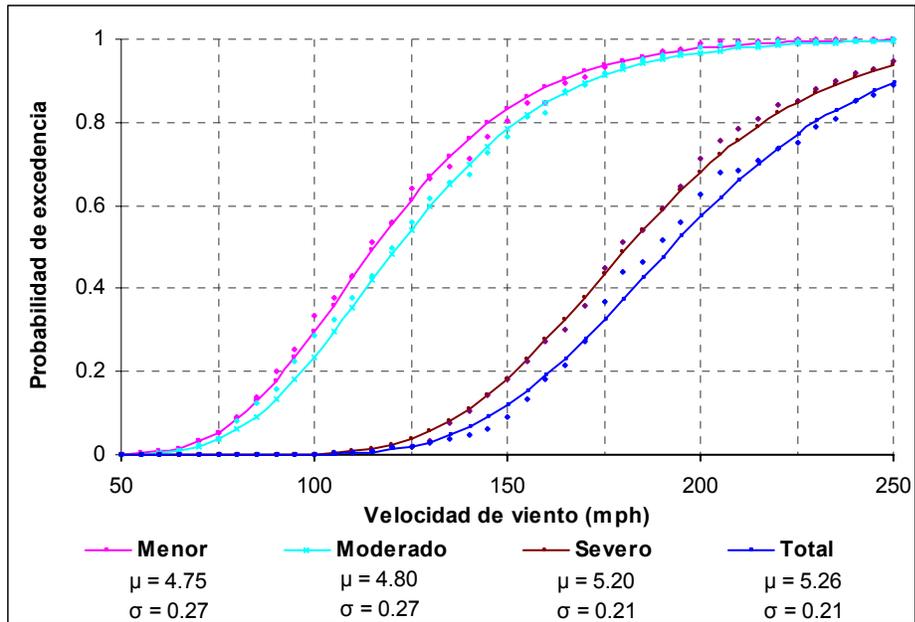


Figura A. 55 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M2

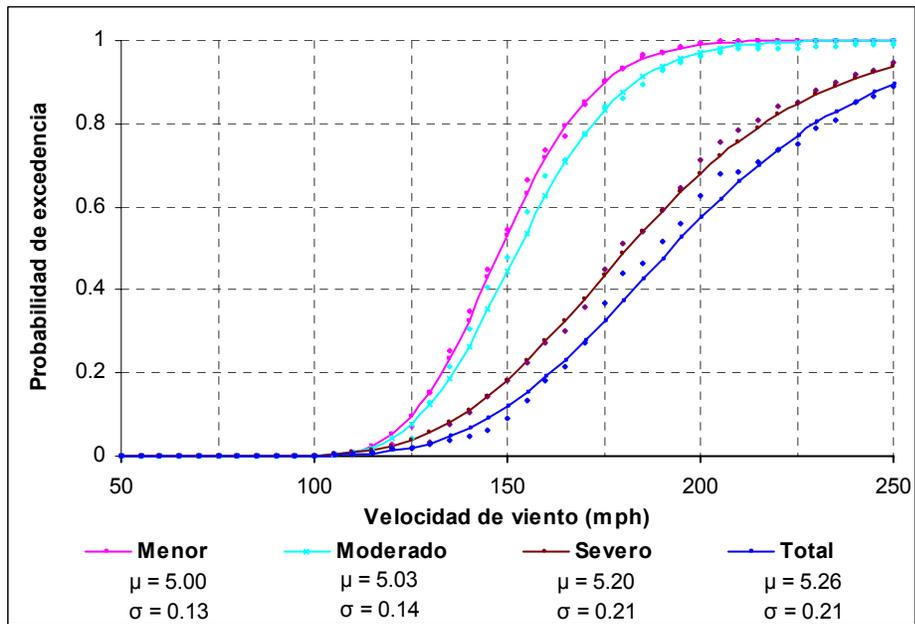


Figura A. 56 Familia de curvas de fragilidad del sistema M2 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

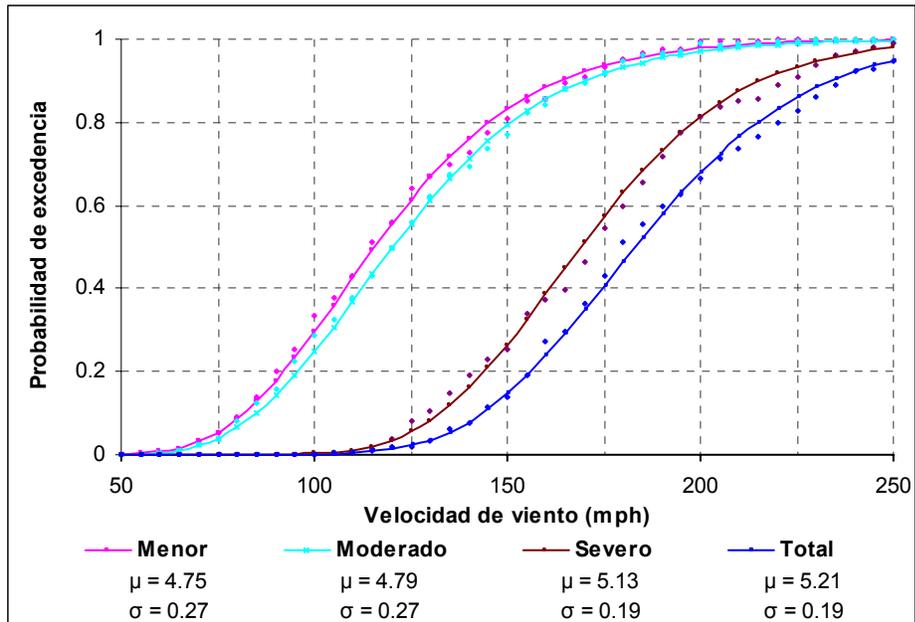


Figura A. 57 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M3

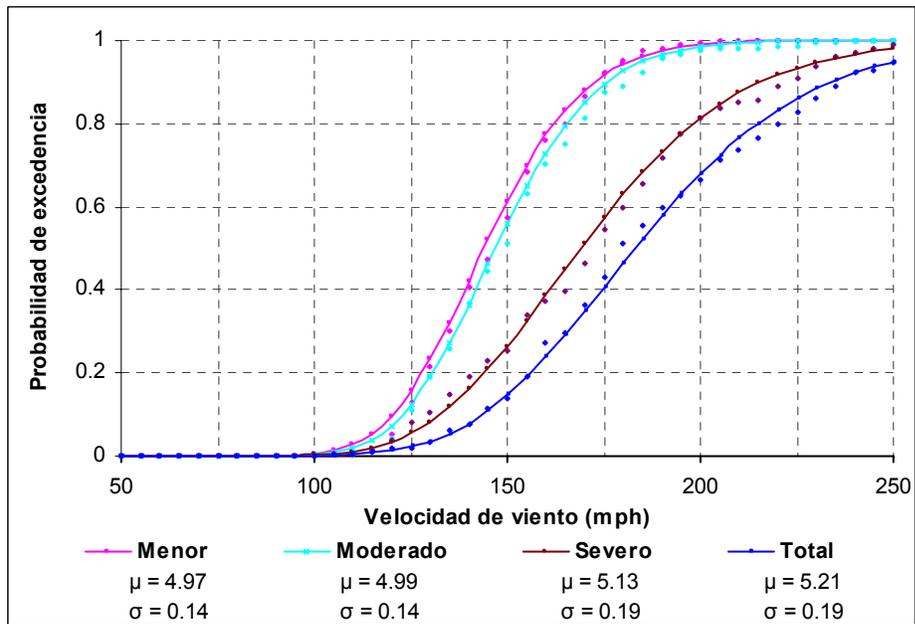


Figura A. 58 Familia de curvas de fragilidad del sistema M3 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

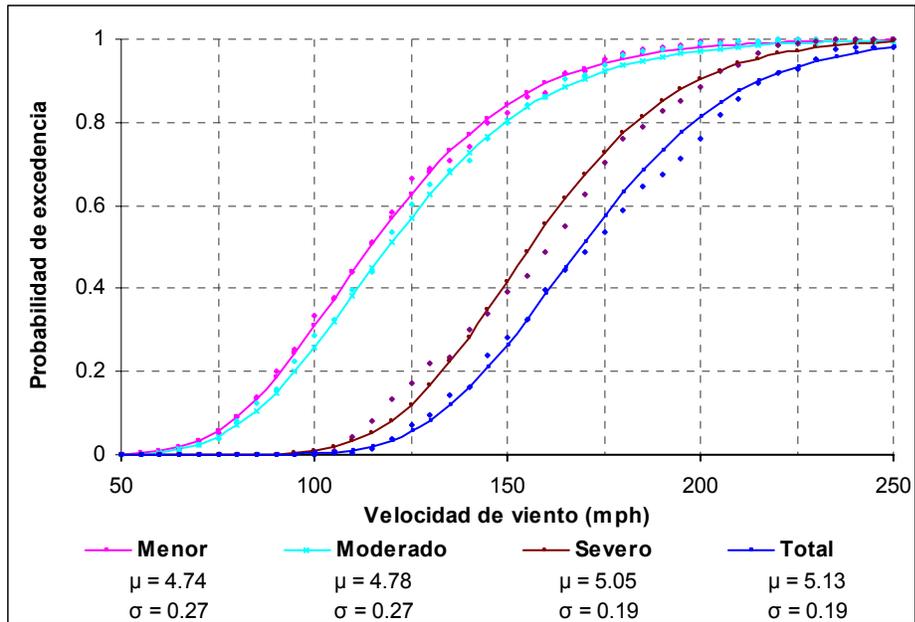


Figura A. 59 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M4

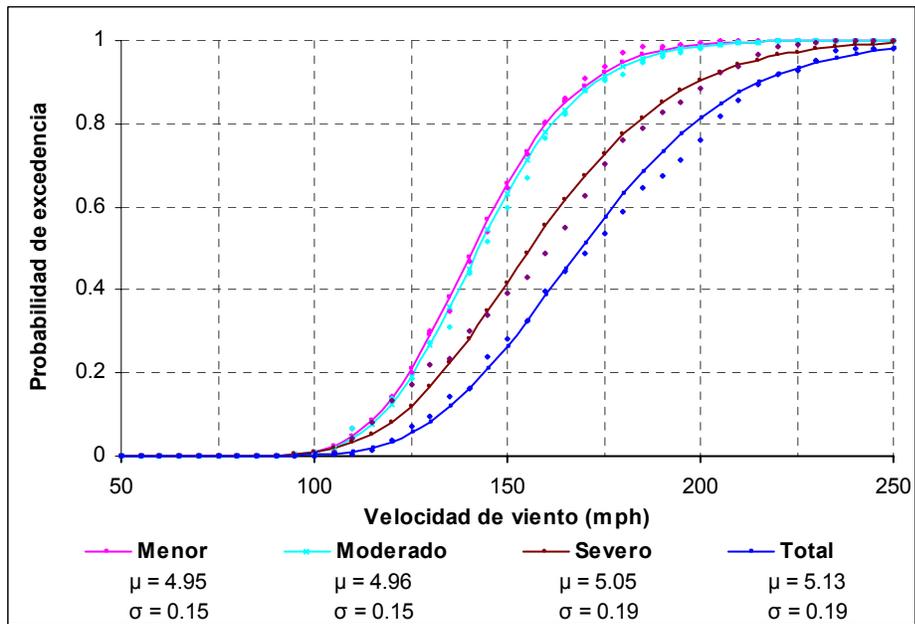


Figura A. 60 Familia de curvas de fragilidad del sistema M4 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

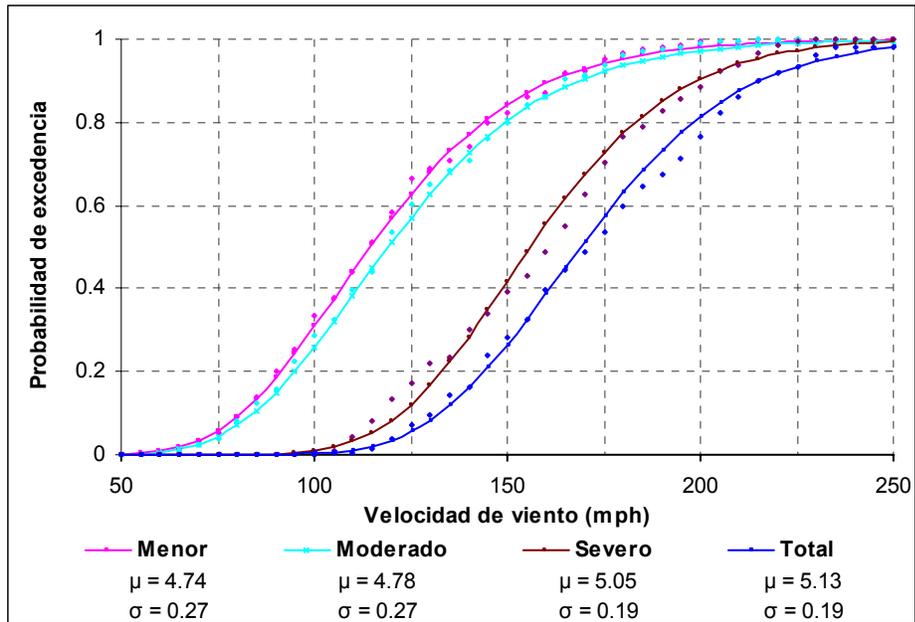


Figura A. 61 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M5

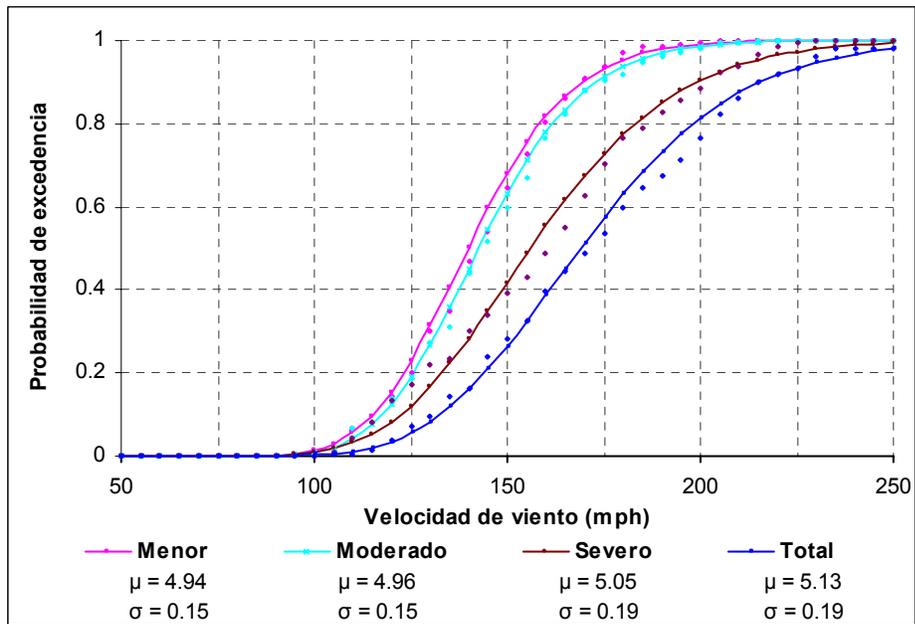


Figura A. 62 Familia de curvas de fragilidad del sistema M5 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

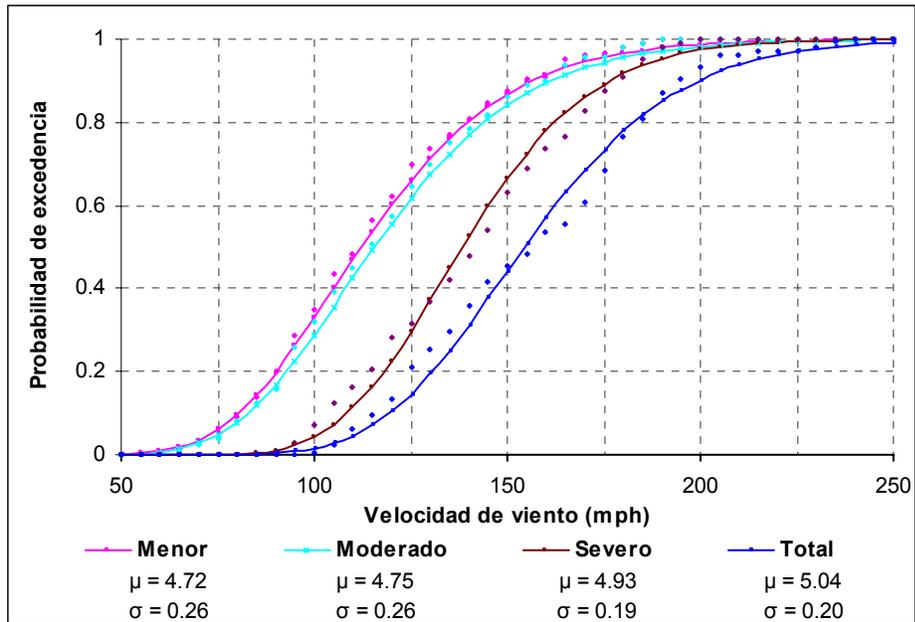


Figura A. 63 Familia de curvas de fragilidad de sistemas M6

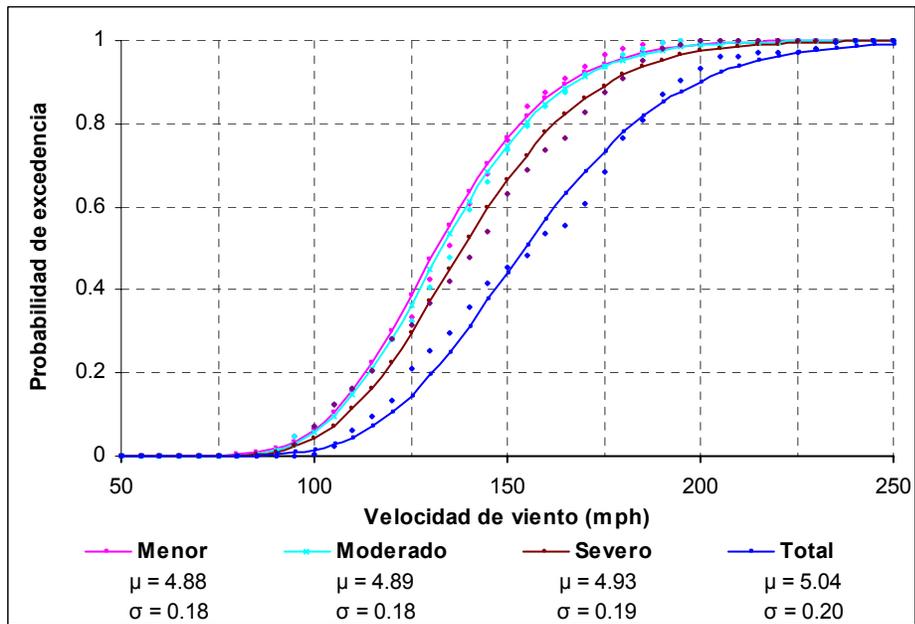


Figura A. 64 Familia de curvas de fragilidad del sistema M6 teniendo en cuenta el efecto de ventanas protegidas con tormenteras y puertas enrollables de alto desempeño

APÉNDICE B

PROPIEDADES MECÁNICAS Y GEOMÉTRICAS DE LOS PANELES METÁLICOS USADOS EN LA FASE EXPERIMENTAL

Tabla B. 1 Propiedades de los paneles metálicos Tipo B Wide Rib (WR) (Matcor, 2007)

Denominación	Calibre	Espesor	Peso Galvanizado	I_e	S_p	S_n	F_y
		in	psf	in^3	in^3	in^3	ksi
Tipo B Wide Rib (WR)	18	0.0478	2.70	0.2600	0.3083	0.3160	33
	20	0.0359	2.04	0.1833	0.2287	0.2390	33
	22	0.0299	1.47	0.1400	0.1853	0.1918	33

Tabla B. 2 Propiedades de los paneles metálicos Tipo E (Matcor, 2007)

Denominación	Calibre	Espesor	Peso Galvanizado	I_e	M_p	M_n	F_y
		in.	psf	in^3	lbs-ft	lbs-ft	ksi
Tipo E	24	0.0239	1.29	0.090	187.2	219.7	50
	26	0.0179	1.03	0.070	130.6	173.2	50

I_e = Mínimo momento de inercia.

S_p = Mínimo módulo de sección reducida para momento positivo.

S_n = Mínimo módulo de sección reducida para momento negativo.

M_p = Capacidad a momento positivo.

M_n = Capacidad a momento negativo.

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo.