# ESTIMACIÓN DE DAÑOS OCASIONADOS POR VIENTOS HURACANADOS SOBRE ESTRUCTURAS EN PUERTO RICO

por

Héctor Duván López Rojas

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
2005

Aprobada por:

| | |
|---|---|
| Arsenio Cáceres, PhD<br>Miembro, Comité Graduado | Fecha |
| Raúl Zapata, PhD<br>Miembro, Comité Graduado | Fecha |
| Luis A. Godoy, PhD<br>Presidente, Comité Graduado | Fecha |
| Genock Pórtela, PhD<br>Representante de Estudios Graduados | Fecha |
| Ismael Pagán, MSc<br>Jefe de Departamento | Fecha |

# ABSTRACT

In recent years, extreme wind events have caused enormous economic losses due to building damages in the Caribbean Region. This situation have prompted the Puerto Rico's Insurance Industry to sponsor the development of tools to get more detailed assessments of their portfolios of buildings, based in both constructive practices and exposure conditions present in the Island. This investigation deals with the hurricane threat for Puerto Rico and focuses on the estimation of its effect over the wind vulnerable components of industrial buildings. The methodology used follows the McDonald *et al.* (1981) procedure, which is based on obtaining a sequence of damage for the building components by comparing their capacities expressed in terms of wind velocities. Compilation of information, identification of local constructive practices, selection of resistance models for the wind vulnerable components, and development of an application which incorporates all tasks mentioned above, are the main contribution to the damage estimation methodology used in this work.

# RESUMEN

El incremento en las pérdidas económicas por daños en edificaciones debido al paso de tormentas y huracanes sobre la región del Caribe en los últimos años, motivó a la industria aseguradora de Puerto Rico a auspiciar una investigación tendiente a generar herramientas para realizar evaluaciones más detalladas de sus portafolios de estructuras aseguradas, acordes con las prácticas constructivas y los escenarios de exposición existentes en la Isla. Esta investigación abarca la amenaza que constituyen los huracanes para Puerto Rico, y se concentra en la estimación de sus efectos sobre los componentes más vulnerables en edificaciones industriales. La metodología de estimación de daño utilizada en esta tesis sigue en esencia el procedimiento de McDonald *et al.* (1981), el cual se fundamenta en la obtención de una secuencia de falla para los componentes de la edificación, a partir de la comparación directa de sus capacidades resistentes expresadas en términos de velocidades de viento. La recopilación de información, la identificación de sistemas constructivos y la selección de criterios de resistencia, junto con la elaboración de una herramienta computacional que integra los resultados de las tareas anteriores, constituyen el principal aporte de este trabajo a la metodología de estimación de daño desarrollada.

*A quienes han llenado mi vida de amor: Mis padres Héctor y Digna, Mi hermana Maria Johanna, Mi tía Nubia, Mi abuela Rosa y mi novia Lourdes Amelia.*

# AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por permitirme vivir esta gran experiencia. También quiero presentar mis más sinceros agradecimientos a las siguientes personas y organizaciones:

- La Oficina del Comisionado de Seguros de Puerto Rico por auspiciar la presente investigación.
- La Administración de Reglamentos y Permisos (ARPE) por su permanente colaboración en el suministro de la información utilizada en esta investigación.
- A los Doctores Arsenio Cáceres, Raúl Zapata y Luís Godoy por permitirme participar de este interesante proyecto y por sus concejos y orientaciones a lo largo del mismo.
- A los Doctores Ricardo López, Luís Suárez y Ali Saffar por los conocimientos brindados y la calidad humana que tuvieron para conmigo.
- A todas las personas que conforman el Departamento de Ingeniería Civil de la UPRM por su siempre cordial y amable atención, en especial a Miriam, Liz, Deysi, Maryori y Miguelito.
- A todos los compañeros y amigos con los que pude compartir esta gran experiencia y que hicieron que los días lejos de mi hogar fueran más llevaderos (Luís Alberto, Aidcer, Orlando, Leonaldo, Delio Andrés, Joanna, Guille, Miguel, Eduardo, Jorge (El Pibe), Edualdo, Jorge (Paisa), Cecilia, Monica, Norberto, Luz E., Genock, Danny, Edgardo, Jorge, Rolando, Omayra, Mafe, Peter, Mohamed).
- A mi familia y a Lourdes Amelia, mi motivación para llegar hasta el final.

# TABLA DE CONTENIDO

**ABSTRACT** ..... **ii**

**RESUMEN** ..... **iii**

**AGRADECIMIENTOS** ..... **v**

**TABLA DE CONTENIDO** ..... **vi**

**LISTA DE TABLAS** ..... **ix**

**LISTA DE FIGURAS** ..... **xii**

**1 INTRODUCCIÓN** ..... **2**

**2 REVISIÓN DE LITERATURA** ..... **8**

2.1 INTRODUCCIÓN ..... 8
2.2 RECORD HISTÓRICO DE HURACANES EN PUERTO RICO ..... 9
2.3 EJEMPLOS DE MODELOS DE AMENAZA DESARROLLADOS PARA PUERTO RICO…. ..... 13
2.4 METODOLOGÍAS PARA LA ESTIMACIÓN DE DAÑO EN ESTRUCTURAS ..... 17
*2.4.1 VULNERABILIDAD Y FRAGILIDAD ESTRUCTURAL ..... 20*
*2.4.2 MODELOS DE DAÑO ..... 24*

**3 METODOLOGÍA GENERAL Y ESTIMACIÓN DE CARGAS DE VIENTO** ..... **30**

3.1 INTRODUCCIÓN ..... 30
3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA SEGUIDA ..... 30
3.3 ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON ASCE 7-02 ..... 33
3.4 CONVERSIÓN DE LAS CAPACIDADES RESISTENTES A VELOCIDADES DE FALLA ..... 45

**4 CARACTERIZACIÓN DE EDIFICIOS INDUSTRIALES** ..... **48**

4.1 INTRODUCCIÓN ..... 48
4.2 RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN ..... 51
*4.2.1 METODOLOGÍA ..... 51*
*4.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS ..... 55*
4.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y COMPONENTES ..... 66

*4.3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA ... 67*
*4.3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE VENTANAS EN VIDRIO ... 71*
*4.3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE FACHADA Y CUBIERTA EN LÁMINA METÁLICA ... 72*
*4.3.4 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE CONEXIÓN COLUMNA-FUNDACIÓN ... 76*

**5 MODELOS DE RESISTENCIA PARA EDIFICIOS INDUSTRIALES ... 78**

5.1 INTRODUCCIÓN ... 78
5.2 CRITERIO DE FALLA PARA LOS SISTEMAS DE VENTANAS EN VIDRIO ... 78
5.3 CRITERIOS DE FALLA PARA LOS SISTEMAS DE FACHADA Y CUBIERTA EN LÁMINA METÁLICA ... 81
*5.3.1 CAPACIDAD AL ARRANCAMIENTO ESTÁTICO ... 83*
*5.3.2 CAPACIDAD AL ARRANCAMIENTO POR FATIGA ... 85*
*5.3.3 CAPACIDAD AL DESGARRAMIENTO ESTÁTICO PARA LÁMINAS CONECTADAS EN LAS CRESTAS ... 87*
*5.3.4 CAPACIDAD AL DESGARRAMIENTO ESTÁTICO PARA LÁMINAS CONECTADAS EN LOS VALLES ... 89*
*5.3.5 CAPACIDAD AL DESGARRAMIENTO POR FATIGA PARA LÁMINAS CONECTADAS EN LOS VALLES ... 90*
5.4 CRITERIO DE FALLA PARA LA CONEXIÓN COLUMNA-FUNDACIÓN ... 92

**6 EJEMPLOS DE APLICACIÓN ... 115**

6.1 INTRODUCCIÓN ... 115
6.2 EJEMPLO UNO: EDIFICACIÓN INDUSTRIAL (CASO 1) ... 116
*6.2.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA. ... 116*
*6.2.2 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS. ... 117*
*6.2.3 PARÁMETROS GENERALES PARA ESTIMAR CARGAS DE VIENTO ... 119*
*6.2.4 APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE FALLA ... 123*
*6.2.5 GENERACIÓN DEL ESCENARIO DE DAÑO PARA LA ESTRUCTURA. ... 131*
6.3 EJEMPLO DOS: EDIFICACIÓN INDUSTRIAL (CASO 2) ... 133
*6.3.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA. ... 133*
*6.3.2 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS. ... 135*
*6.3.3 PARÁMETROS GENERALES PARA ESTIMAR CARGAS DE VIENTO ... 137*
*6.3.4 APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE FALLA ... 139*
*6.3.5 GENERACIÓN DEL ESCENARIO DE DAÑO PARA LA ESTRUCTURA. ... 148*
6.4 EJEMPLO TRES: EDIFICIO MULTIPISO ... 150
*6.4.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA. ... 151*
*6.4.2 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS. ... 153*
*6.4.3 PARÁMETROS GENERALES PARA ESTIMAR CARGAS DE VIENTO ... 153*
*6.4.4 APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE FALLA ... 156*
6.5 HERRAMIENTA COMPUTACIONAL. ... 159

**7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ... 179**

7.1 RESUMEN ... 179
7.2 CONCLUSIONES ... 180
7.3 RECOMENDACIONES Y TRABAJO FUTURO ... 182

**REFERENCIAS ... 185**

**APENDICE A. CD - Base de datos edificios industriales PR-2005 ... 190**

**APENDICE B. Frecuencia de las prácticas constructivas encontradas. ..... 191**

**APENDICE C. Capacidad del sistema Columna-Fundación (ACI 318). ..... 200**

**APENDICE D. Resultados del análisis de los efectos del viento sobre la conexión Columna-Fundación..... 220**

# LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Listado de huracanes que han cruzado Puerto Rico entre 1851-2004 (NOOA 2004, Solá 1996) ..... 10

Tabla 2-2. Listado de tormentas que han cruzado Puerto Rico entre 1851-2004 (NOOA 2004, Solá 1996) ..... 10

Tabla 2-3. Procedimiento analítico para predecir daño. ..... 28

Tabla 3-1. Listado de criterios de falla para los componentes considerados en el proceso de estimación de daño. ..... 32

Tabla 3-2. Valores del producto GCpi de acuerdo con la Figura 6-5 del ASCE 7-02..... 44

Tabla 4-1. Clasificación de las estructuras encontradas..... 64

Tabla 4-2. Geometrías convencionales de las láminas metálicas (Fuente: Especificaciones del SDI). ..... 74

Tabla 4-3. Geometrías no convencionales de las láminas metálicas (Fuente: Especificación fabricante). ..... 74

Tabla 4-4. Propiedades geométricas de los tornillos auto-perforantes..... 75

Tabla 4-5. Parámetros de diseño de la conexión columna-fundación para las cuatro configuraciones encontradas. ..... 77

Tabla 5-1. Criterios de falla para los anclajes al concreto definidos en el ACI 318-02..... 95

Tabla 5-2. Capacidades de las conexiones estudiadas a tensión y fuerza cortante para las resistencias del concreto a compresión indicadas y para columnas ubicadas sobre un pedestal y sobre la zapata. ..... 96

Tabla 5-3. Características generales de los modelos elaborados en ETABS. ..... 99

Tabla 5-4. Valores de la pendiente m, intercepto con el eje de las ordenadas b y cuadrado del coeficiente de correlación $R^2$, para las relaciones lineales propuestas entre las reacciones de tensión y corte en las columnas de

fachada y su área aferente en planta, para las velocidades de viento y categorías de exposición indicadas. 110

Tabla 6-1. Resumen de criterios establecidos en ASCE 7-02 para determinar la clasificación de cerramiento de la estructura. 120

Tabla 6-2. Cálculo del área efectiva a viento de los componentes no estructurales. 122

Tabla 6-3. Valores de GCp para los componentes indicados. 122

Tabla 6-4. Verificación de la aplicabilidad de los criterios de falla considerados para los cuatro componentes de la estructura estudiados. 123

Tabla 6-5. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 125

Tabla 6-6. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 126

Tabla 6-7. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 127

Tabla 6-8. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento por fatiga de los tornillos de conexión de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 128

Tabla 6-9. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 128

Tabla 6-10. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia a presión de los vidrios de ventanas sobre fachadas de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 130

Tabla 6-11. Velocidades de viento de falla para todos los componentes y criterios considerados. 132

Tabla 6-12. Escenario de daño obtenido para la estructura. 132

Tabla 6-13. Cálculo del área efectiva a viento de los componentes no estructurales. 138

Tabla 6-14. Valores de GCp para los componentes indicados. 139

Tabla 6-15. Verificación de la aplicabilidad de los criterios de falla considerados para los cuatro componentes de la estructura estudiados. 140

Tabla 6-16. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 141

Tabla 6-17. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 142

Tabla 6-18. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento por fatiga de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 143

Tabla 6-19. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 144

Tabla 6-20. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento. 145

Tabla 6-21. Velocidades de viento de falla para todos los componentes y criterios considerados. 149

Tabla 6-22. Escenario de daño obtenido para la estructura. 149

Tabla 6-23. Resumen de criterios establecidos en ASCE 7-02 para determinar la clasificación de cerramiento de la estructura. 154

Tabla 6-24. Valores de GCp para las ventanas sobre fachadas de acuerdo con su localización. 155

Tabla 6-25. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia a presión del vidrio de la ventana analizada. 158

# LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Periodos medios de retorno para tormentas tropicales con velocidades de viento (un minuto sostenido) > 39 mph, en años (Neumann 1984). ..... 14

Figura 2-2. Periodos medios de retorno para huracanes con velocidades de viento (un minuto sostenido) > 74 mph, en años (Neumann 1984). ..... 14

Figura 2-3. Periodos medios de retorno para huracanes con velocidades de viento (un minuto sostenido) > 100 mph, en años (Neumann 1984). ..... 15

Figura 2-4. Velocidades de viento (un minuto sostenido) para un periodo de retorno de 50 años, en mph (Neumann 1984). ..... 15

Figura 2-5. Velocidades de viento (un minuto sostenido) para un periodo de retorno de 100 años, en mph (Neumann 1984). ..... 16

Figura 2-6. Representación esquemática del funcionamiento de un modelo de daño. ..... 19

Figura 2-7. Curva de vulnerabilidad a huracanes para estructuras de madera (Khanduri y Morrow 2002). ..... 22

Figura 2-8. Curva de vulnerabilidad a huracanes para viviendas en Australia (Leicester 1981). ..... 22

Figura 2-9. Curva vulnerabilidad teórica para estructuras con nivel de ingeniería completo (Holmes 1996, tomado de Holmes 2001). ..... 23

Figura 3-1. Obstrucciones que producen canalizamiento del flujo de viento sobre la estructura. ..... 35

Figura 3-2. Procedimiento recomendado por el ASCE 7-02 para determinar la categoría de exposición de la estructura. ..... 38

Figura 3-3. Ejemplo categoría de exposición B (centro urbano). ..... 40

Figura 3-4. Ejemplo categoría de exposición C (obstrucciones dispersas). ..... 40

Figura 3-5. Ejemplo categoría de exposición D (terreno plano sin obstrucciones). ..... 41

Figura 3-6. Incremento en las velocidades del viento por efecto de (a) laderas y (b) colinas (ASCE 2002). ..... 42

Figura 4-1. Clasificación de la información recopilada. ..... 52

Figura 4-2. Información contenida en los grupos "Parámetros de identificación" y "Diseño a viento". ..... 53

Figura 4-3. Información (parcial) contenida en el grupo "Parámetros para estimar cargas de viento". ..... 54

Figura 4-4. Información (parcial) contenida en el grupo "Descripción de sistemas constructivos". ..... 55

Figura 4-5. A la izquierda se muestra la lámina tipo B (Especificación SDI). A la derecha un ejemplo de una geometría no convencional encontrada. ..... 56

Figura 4-6. Conexiones de las láminas metálicas en valles (izquierda) y en crestas (derecha). ..... 57

Figura 4-7. Patrones de espaciamiento entre tornillos de fijación según la zona de la cubierta. ..... 58

Figura 4-8. Sistemas de apoyo de la columna en la fundación. ..... 62

Figura 4-9. Descripción general del sistema estructural principal (pórticos de una luz), sistemas secundarios y componentes en edificios industriales. ..... 68

Figura 4-10. Efectos generados por el viento sobre los sistemas estructurales estudiados. ..... 69

Figura 4-11. Representación esquemática de la interacción entre los sistemas estructurales estudiados. ..... 70

Figura 4-12. Componentes del sistema de ventanas en vidrio ..... 71

Figura 4-13. Componentes del sistema de fachada y cubierta en lámina metálica. ..... 73

Figura 4-14. Componentes del sistema de conexión columna-fundación. ..... 76

Figura 4-15. Dimensiones características del sistema de conexión columna-fundación mostradas en la Tabla 4-5. ..... 77

Figura 5-1. Parámetros que definen la ubicación de las ventanas en las fachadas. ..... 81

Figura 5-2. Mecanismos de falla por (b) arrancamiento del tornillo y (c) desgarramiento de la lámina metálica. 82

Figura 5-3. Diámetro $d_t$ y distancia entre cuerdas $p_t$ , a usar en el calculo de la capacidad al arrancamiento estático propuesta por Mahendran y Tang. 84

Figura 5-4. Dimensiones características de la lámina metálica consideradas en el análisis paramétrico realizado por Mahendran y Mahaarachchi. 87

Figura 5-5. Diámetro de la cabeza del tornillo o arandela, a usar en el cálculo de la capacidad al desgarramiento estático propuesto por Mahendran y Mahaarachchi. 88

Figura 5-6. Reacciones en la base de las columnas de un pórtico a dos aguas bajo cargas de viento para (a) presiones internas positivas y (b) presiones internas negativas. 92

Figura 5-7. Mecanismos de falla bajo cargas de succión por: (a) conexión columna-platina, (b) anclaje al concreto y (c) fundación liviana. 93

Figura 5-8. Elementos no prismáticos empleados para representar las vigas y columnas de sección variable en los modelos AL-1 y AL-2, y condiciones de apoyo y tipo de unión entre elementos utilizadas en todos los modelos. 100

Figura 5-9. Presiones de viento sobre la estructura calculadas por el generador de cargas de viento de ETABS. 102

Figura 5-10. Reacciones típicas en pórticos de una luz bajo cargas gravitatorias. 102

Figura 5-11. Estados de carga por viento considerados en los análisis, (a) presiones externas en cubierta, (b) presiones externas en fachadas (c) presiones internas positivas, (d) presiones internas negativas. 104

Figura 5-12. Criterios de clasificación para las columnas, utilizados en el estudio de las reacciones obtenidas (a) área aferente y localización, (b) presencia de carga intermedia. 105

Figura 5-13. Relaciones obtenidas entre las reacciones de tensión en las columnas de fachada y su área aferente en planta, para las velocidades de viento indicadas, (a) categoría de exposición B, (b) categoría de exposición C y (c) categoría de exposición D. 111

Figura 5-14. Relaciones obtenidas entre las reacciones horizontales en las columnas de fachada y su área aferente en planta, para las velocidades de viento indicadas, (a) categoría de exposición B, (b) categoría de exposición C y (c) categoría de exposición D. 112

Figura 6-1. Determinación de la velocidad de viento equivalente a la capacidad a tensión de la conexión columna-fundación. ..... 146

Figura 6-2. Determinación de la velocidad de viento equivalente a la capacidad a corte de la conexión columna-fundación. ..... 148

Figura 6-3. Edificación de 12 pisos en Mayagüez. ..... 151

Figura 6-4. Exposición de la estructura sobre sus fachadas principales. ..... 152

Figura 6-5. Falla por presión del vidrio de la ventana producido por la acción del viento. ..... 157

Figura 6-6. Página de bienvenida al programa. ..... 160

Figura 6-7. Formulario de ingreso de las características geométricas de la edificación y de los parámetros de generales para estimar cargas de viento. ..... 161

Figura 6-8. Ayuda gráfica para la definición de las dimensiones generales de la estructura. ..... 162

Figura 6-9. Ayuda para la determinación de la clasificación de cerramiento de la estructura. ..... 162

Figura 6-10. Ayuda gráfica para la determinación de la categoría de exposición de la estructura. ..... 163

Figura 6-11. Ayuda para la determinar la influencia de efectos topográficos sobre la estructura. ..... 164

Figura 6-12. Formulario para seleccionar los componentes a incluir en el análisis. ..... 165

Figura 6-13. Habilitar ingreso de datos correspondientes a los sistemas de cubierta en lámina metálica. ..... 165

Figura 6-14. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de cubierta en lámina metálica. ..... 166

Figura 6-15. Ayuda gráfica para definir la localización de los tornillos de conexión de la lámina metálica. ..... 167

Figura 6-16. Ayuda gráfica para definir las dimensiones características de los tornillos de conexión de la lámina metálica. ..... 167

Figura 6-17. Ayuda gráfica para definir los espaciamientos típicos de los tornillos de conexión y de los elementos secundarios de apoyo de la lámina metálica. ..... 168

Figura 6-18. Habilitar ingreso de datos correspondientes a los sistemas de fachada en lámina metálica. 169

Figura 6-19. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de fachada en lámina metálica. 170

Figura 6-20. Habilitar ingreso de datos correspondientes a los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas. 171

Figura 6-21. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas. 171

Figura 6-22. Ayuda gráfica para definir las variables requeridas en la revisión de los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas. 172

Figura 6-23. Verificación de aplicabilidad para la revisión de la conexión entre la columna y su fundación. 173

Figura 6-24. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas. 174

Figura 6-25. Ayuda gráfica para definir el área aferente en planta de una columna de fachada. 175

Figura 6-26. Ayuda gráfica para definir la presencia de refuerzo de confinamiento en el caso de columnas apoyadas sobre pedestales. 175

Figura 6-27. Generar escenario de daño para la edificación. 176

Figura 6-28. Escenario de daño para la edificación en base a los componentes considerados. 177

Figura B - 1. Tipo de sistema de cubierta. 191

Figura B - 2. Tipo de lámina metálica empleada en el sistema de cubierta. 191

Figura B - 3. Distancia entre los elementos secundarios de apoyo de la lámina metálica de cubierta (m). 192

Figura B - 4. Tipo de elemento secundario de apoyo de las láminas metálicas de cubierta. 192

Figura B - 5. Zona de conexión de la lámina metálica de cubierta. 192

Figura B - 6. Elemento de conexión de la lámina metálica de cubierta. 193

Figura B - 7. Patrón de conexión Lateral-Frontal-Interior láminas metálicas de cubierta. 193

Figura B - 8. Tipo de sistema de fachada. ..... 193

Figura B - 9. Tipo de lámina metálica empleada en el sistema de fachada. ..... 194

Figura B - 10. Distancia entre los elementos secundarios de apoyo de la lámina metálica de fachada (m). ..... 194

Figura B - 11. Tipo de elemento secundario de apoyo de las láminas metálicas de fachada. ..... 194

Figura B - 12. Zona de conexión de la lámina metálica de fachada. ..... 195

Figura B - 13. Elemento de conexión de la lámina metálica de fachada. ..... 195

Figura B - 14. Patrón de conexión Lateral-Frontal-Interior láminas metálicas de fachada. ..... 195

Figura B - 15. Altura media de cubierta (m) (de acuerdo con ASCE 7-02, sección 6.2) ..... 196

Figura B - 16. Número de pisos. ..... 196

Figura B - 17. Inclinación de la cubierta (grados) ..... 196

Figura B - 18. Forma de la cubierta. ..... 197

Figura B - 19. Clasificación cerramiento estructura (asumiendo ventanas y puertas no resistentes a impactos y según ASCE 7-02 sección 6.2). ..... 197

Figura B - 20. Tipo de ventanas y puertas. ..... 197

Figura B - 21. Fundación columnas. ..... 198

Figura B - 22. Tipo de anclaje conexión columna-fundación. ..... 198

Figura B - 23. Año de construcción. ..... 198

Figura B - 24. Especificación de diseño a viento. ..... 199

Figura B - 25. Velocidad de diseño a viento (*ráfaga de 3 segundos, ** un minuto sostenido). ..... 199

Figura C - 1. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 1. ..... 200

Figura C - 2. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 2. ..... 205

Figura C - 3. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 3. ..... 210

Figura C - 4. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 4. ..... 215

Figura D - 1. Reacciones verticales, velocidad de viento 90 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 220

Figura D - 2. Reacciones verticales, velocidad de viento 90 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 221

Figura D - 3. Reacciones verticales, velocidad de viento 90 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 222

Figura D - 4. Reacciones verticales, velocidad de viento 117 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 223

Figura D - 5. Reacciones verticales, velocidad de viento 117 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 224

Figura D - 6. Reacciones verticales, velocidad de viento 117 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 225

Figura D - 7. Reacciones verticales, velocidad de viento 135mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones,

(c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 226

Figura D - 8. Reacciones verticales, velocidad de viento 135 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 227

Figura D - 9. Reacciones verticales, velocidad de viento 135 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 228

Figura D - 10. Reacciones verticales, velocidad de viento 160 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 229

Figura D - 11. Reacciones verticales, velocidad de viento 160 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 230

Figura D - 12. Reacciones verticales, velocidad de viento 160 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 231

Figura D - 13. Reacciones verticales, velocidad de viento 189 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 232

Figura D - 14. Reacciones verticales, velocidad de viento 189 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 233

Figura D - 15. Reacciones verticales, velocidad de viento 189 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento. ..... 234

Figura D - 16. Reacciones horizontales, velocidad de viento 90 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 235

Figura D - 17. Reacciones horizontales, velocidad de viento 90 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 236

Figura D - 18. Reacciones horizontales, velocidad de viento 90 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 237

Figura D - 19. Reacciones horizontales, velocidad de viento 117 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 238

Figura D - 20. Reacciones horizontales, velocidad de viento 117 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 239

Figura D - 21. Reacciones horizontales, velocidad de viento 117 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 240

Figura D - 22. Reacciones horizontales, velocidad de viento 135 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 241

Figura D - 23. Reacciones horizontales, velocidad de viento 135 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 242

Figura D - 24. Reacciones horizontales, velocidad de viento 135 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 243

Figura D - 25. Reacciones horizontales, velocidad de viento 160 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 244

Figura D - 26. Reacciones horizontales, velocidad de viento 160 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 245

Figura D - 27. Reacciones horizontales, velocidad de viento 160 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 246

Figura D - 28. Reacciones horizontales, velocidad de viento 189 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 247

Figura D - 29. Reacciones horizontales, velocidad de viento 189 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 248

Figura D - 30. Reacciones horizontales, velocidad de viento 189 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas

con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento..... 249

# 1 INTRODUCCIÓN

Para el mes de abril de 1999, la estimación de los daños a varios sectores económicos de Puerto Rico ocasionados por el paso del huracán *Georges* en septiembre de 1998, fue calculada en US $4,287 millones, de los cuales US $3,019 millones (70.4%) fueron atribuidos a pérdidas directas para el sector privado, US $1,218.2 millones (28.4%) para el sector público y US $49.8 millones (1.2%) para el sector ambiental. Se destaca que el comercio con US $1,054 millones y la vivienda con US $752.5 millones fueron los sectores más afectados dentro del sector privado, y de estas cantidades, US $184.7 y US $752.5 millones, respectivamente, fueron debidos a pérdidas por daños en edificios comerciales y de vivienda, casi un 21% de las pérdidas totales a la economía (Junta de Planificación 1999).

Puerto Rico, por su localización geográfica en la zona del Caribe, es un escenario propenso a ser periódicamente afectado por la acción de este tipo de fenómenos atmosféricos, acompañados por las secuelas sociales y económicas negativas que dejan a su paso y que ya han sido experimentadas en el pasado. De acuerdo con datos históricos recopilados por el Centro Nacional de Huracanes (2005), desde el año 1850 hasta la fecha, un total de 15 huracanes han cruzado directamente sobre Puerto Rico, con velocidades de viento sostenidas que van desde las 80 hasta las 160 mph y siguiendo trayectorias que abarcan prácticamente a toda la Isla. Aunque en los últimos 20 años sólo tres eventos de gran magnitud han impactado directamente a Puerto Rico (Hugo-1989, *Hortence*-1996 y *Georges*-1998), eventos de menor intensidad (tormentas tropicales tales como: *Klaus*-1984 y *Jeanne*-2004) y otros tanto de igual o mayor intensidad, pero con trayectorias más alejadas, han dejando a su paso igualmente considerables pérdidas económicas y en vidas humanas.

Uno de los sectores directamente afectados por esta problemática es el de la industria aseguradora local. De acuerdo con la Junta de Planificación (1999), después del paso de huracán *Georges* en 1998 se produjo un aumento considerable en las reclamaciones realizadas a las compañías de seguros, por efecto de daños a bienes tanto públicos como privados, las cuales representaron pérdidas reclamadas por cerca de US $1,365 millones. Actualmente, la mayoría de las compañías aseguradoras locales contratan la evaluación de la vulnerabilidad y la estimación del daño potencial de una estructura, con empresas privadas especializadas en esta tarea (por ejemplo*: Risk Management Solution Inc* y *AIR Worldwide Corporation*). Este es el resultado de la carencia de herramientas disponibles en el medio, que les permitan realizar esta labor de una manera simple y confiable a la vez. La ausencia de metodologías específicamente concebidas para las compañías de seguros, mediante las cuales puedan evaluar la vulnerabilidad de distintos tipos de estructuras y realizar la estimación de pérdidas sobre las mismas bajo escenarios basados en las condiciones locales de viento, exposición, prácticas constructivas y de diseño, es una de las principales limitaciones que afronta la industria aseguradora de Puerto Rico en estos momentos.

Los graves efectos económicos, la alta recurrencia de este fenómeno natural y la falta de herramientas para la estimación de daño disponibles en el medio local, conforman el panorama que ha servido de motivación a la industria aseguradora de Puerto Rico para auspiciar el presente trabajo, buscando la generación de criterios evaluación y estimación adecuados para enfrentar futuros eventos sobre la Isla.

El creciente aumento en las pérdidas económicas ocasionadas por eventos tales como tormentas y huracanes, ha generado la preocupación de la industria aseguradora y re-aseguradora en todo el mundo, las cuales demandan evaluaciones cada vez más rigurosas de sus portafolios de estructuras aseguradas. En 1992 un sólo evento, el huracán *Andrew*, provocó una considerable reducción de las reservas de seguros catastróficos a nivel mundial. Aunque muchas herramientas para la estimación de pérdidas debidas a vientos huracanados han sido elaboradas y otras más están actualmente desarrollándose en diversos sitios afectados por la misma problemática

(Simiu *et al*. 2003, Cope *et al*. 2003, Pinelli *et al*. 2003), la gran mayoría están basadas en el análisis estadístico de datos recolectados posterior a los eventos. Los resultados obtenidos por esta metodología dependen en un gran porcentaje de las prácticas locales de construcción, diseño y exposición del lugar donde fue extraída la información, por lo que su aplicación queda limitada a regiones con características similares.

El objetivo principal del presente trabajo es desarrollar una metodología y la información necesaria, para estimar daños ocasionados sobre las estructuras cobijadas por este estudio, cuando están sometidas a escenarios generados por huracanes de distinta intensidad, bajo las condiciones de exposición y las prácticas de diseño y construcción existentes en Puerto Rico.

Los objetivos específicos establecidos, con el fin de alcanzar el objetivo propuesto en este trabajo, son los siguientes:

- Identificar las características constructivas que definen el comportamiento bajo los efectos producidos por vientos huracanados, de los componentes estructurales más vulnerables a este tipo de fenómenos.
- Evaluar la capacidad resistente de los componentes de la estructura considerados, en base a las características constructivas y estructurales presentes en la región.

La metodología de estimación de daño utilizada en el presente trabajo, sigue en esencia la planteada por McDonald *et al.* (1981) aplicada al contorno de Puerto Rico. Se realizan tareas como: búsqueda de información tendiente a identificar prácticas de diseño y construcción local, creación de una base de datos con la información recopilada, identificación de los parámetros representativos de los sistemas constructivos encontrados, implementación de criterios disponibles en la literatura para determinar las capacidades resistentes de los componentes vulnerables considerados, aplicación de la metodología establecida por ASCE 7-02 (ASCE 2002) para la evaluación de las cargas de viento sobre los componentes de la estructura, y generación de una aplicación

computacional en el entorno de Visual Basic para aplicaciones (EXCEL) que integre los resultados de las tareas anteriores y simplifique el proceso de estimación.

Las estructuras sobre las cuales se enfoca la presente investigación son los edificios de uso industrial. Esta selección obedece fundamentalmente a que de acuerdo con estudios post-desastre, estas estructuras, por sus características constructivas (sistemas livianos) y arquitectónicas (grandes áreas expuestas a viento), junto con las viviendas de madera y los edificios multipisos de concreto con grandes áreas de ventanas en vidrio en sus fachadas, conforman los grupos de edificaciones que han resultado mayormente afectados bajo la acción directa de fenómenos relacionados con vientos intensos.

Desde el punto de vista del estudio de los efectos producidos por el viento, tienen la ventaja de que son estructuras que poseen metodologías para la estimación de las cargas sobre sus componentes que se encuentran bien documentadas en la literatura, además de poseer un alto grado de detalle gracias a que sus configuraciones geométricas típicas, han sido objeto de numerosos trabajos experimentales.

Se consideran tres componentes vulnerables: (1) Los sistemas de láminas metálicas de fachada y cubierta, para los cuales se tienen en cuenta criterios de falla relacionados con la capacidad de sus conexiones a otros elementos; (2) Las ventanas en vidrio localizadas sobre las fachadas de la estructura, para las cuales se evalúa la capacidad de la placa de vidrio por presión; y (3) Las conexiones columna-fundación en edificios metálicos livianos, en las cuales se verifica la capacidad de los anclajes al concreto bajo esfuerzos de tracción o corte.

Debido a la forma en que son asignadas las cargas de viento sobre estos componentes en la metodología empleada, ésta sólo cubre a edificios rígidos (baja altura) o aquellos en los que la respuesta dinámica inducida por el viento pueda ser despreciada (frecuencias naturales mayores a 1Hz). Al mismo tiempo, las estructuras que vayan a ser evaluadas con la presente metodología deben satisfacer los requerimientos de aplicación establecidos en el ASCE 7-02, para la estimación de los efectos del viento sobre ésta y sus

componentes, entre los que se encuentran: (1) Presentar una forma regular o aproximadamente regular, tanto en planta como en altura y, (2) No estar localizada en sitios propensos a experimentar efectos de canalizamiento (*channeling*) o turbulencia del flujo del aire. Los criterios de falla que definen la estimación de daño en el presente trabajo, pueden ser aplicados a otras estructuras que presenten alguno de los componentes considerados, siempre y cuando cumplan con las restricciones mencionadas y con las limitaciones establecidas específicamente para cada componente.

El contenido de la tesis se encuentra organizado de la siguiente manera:

- En el Capítulo dos se incluye un recuento histórico de los huracanes y tormentas que han cruzado por Puerto Rico durante los últimos 150 años, acompañado por la descripción de algunos modelos de amenaza que han sido desarrollados para la Isla en base a esta información. Igualmente se presenta la revisión de una serie de metodologías encontradas en la literatura, relacionadas con la estimación de daños ocasionados por viento sobre diferentes tipos de estructuras.
- En el Capítulo tres se realiza la descripción de las tareas involucradas en el desarrollo de la metodología general de estimación de daño seguida, así como de los aspectos relacionados con la evaluación de las cargas de viento sobre los distintos componentes considerados, a la luz de la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002).
- En los Capítulos cuatro y cinco se presenta el desarrollo de la metodología general de estimación de daño aplicada para el caso de las edificaciones industriales. Se detallan aspectos particulares de la información recopilada y se comentan los resultados más representativos. Se describen los sistemas constructivos correspondientes a los componentes vulnerables considerados y se estudian y proponen los criterios de falla a viento para los mismos.
- En el Capítulo seis se incluyen tres ejemplos correspondientes a tres edificaciones existentes en Puerto Rico, con los que se muestran los detalles para la aplicación de la metodología de estimación de daño utilizada en este trabajo. En la parte final del capítulo se presenta la aplicación computacional desarrollada, y se describen los

aspectos de su funcionamiento empleando la información y los resultados de los ejemplos elaborados.

- En el Capítulo siete se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas con el presente trabajo.
- En el Apéndice A se anexa un CD que contiene toda la información extraída de los planos revisados, organizada en forma de base de datos por medio de un libro de Microsoft Excel con el nombre "Base de datos edificios industriales PR 2005".
- En el Apéndice B se presentan un conjunto de gráficos de barras que resumen la información relativa a las prácticas de diseño y construcción de edificios industriales localizados en la Isla, obtenidos a partir del análisis de la base de datos creada.
- En el Apéndice C se muestra la metodología establecida en el ACI 318-02 (ACI 2002) para la estimación de la capacidad resistente de los anclajes al concreto del sistema de fundación de las columnas, aplicada sobre cuatro conexiones encontradas en los planos revisados.
- En el Apéndice D se presentan las gráficas utilizadas para establecer la relación entre las reacciones horizontales y verticales en la base de las columnas con su área aferente en planta. Las reacciones en las columnas fueron obtenidas del análisis estático de cuatro modelos tridimensionales elaborados con la información contenida en la base de datos.

# 2 REVISIÓN DE LITERATURA

## 2.1 INTRODUCCIÓN

La estimación de pérdidas en estructuras por la amenaza que representa la ocurrencia de un fenómeno natural, tal como un huracán o un terremoto, puede llevarse a cabo mediante la definición de dos variables básicas: amenaza y vulnerabilidad. La amenaza está relacionada con el evento mismo y puede a su vez ser definida por parámetros como magnitud, recurrencia, radio de acción, etc., los cuales son estudiados para desarrollar lo que se conoce como un modelo de amenaza. En el caso de los huracanes, típicamente se utiliza información histórica que involucra variables como la trayectoria, velocidad del viento, presión en el ojo y tamaño de la tormenta, las cuales mediante el empleo de herramientas estadísticas, permiten establecer las velocidades de viento potenciales para un determinado sitio en el futuro. La vulnerabilidad es una medida de la capacidad de la estructura para conservar su integridad estructural y funcional, bajo la acción de eventos específicos, como por ejemplo, la aceleración del suelo, una ráfaga del viento, el golpe de una ola, etc.

En este capítulo se presenta en primer lugar, una breve introducción a la amenaza que históricamente han representado los huracanes para Puerto Rico, así como ejemplos de modelos de amenaza desarrollados para la Isla. Seguidamente se presentan comentarios sobre metodologías propuestas por algunos autores para realizar estimación de daños sobre varios tipos de estructuras sometidas a eventos relacionados con vientos de gran intensidad.

## 2.2 RECORD HISTÓRICO DE HURACANES EN PUERTO RICO

Gracias a la labor de instituciones como el centro nacional de huracanes (NHC por sus siglas en inglés) y de algunos historiadores (Solá 1996), es posible contar hoy con un listado bastante completo de los ciclones (tormentas y huracanes) que han afectado a Puerto Rico a través del tiempo. En la página Web del Centro Nacional de Huracanes (2005) se encuentra disponible una base de datos con los eventos que han afectado a la región del Caribe desde el año 1850 hasta el 2004. La Tabla 2-1 muestra un resumen extraído de dicha base de datos, en donde se puede apreciar un listado de los huracanes (vientos con velocidades sostenidas mayores a las 74 mph) cuyas trayectorias han cruzado directamente sobre la Isla. La Tabla 2-2 contiene información similar para el caso de tormentas tropicales (vientos con velocidades sostenidas entre las 35 y 74 mph). En total 29 eventos conformados por 15 huracanes y 14 tormentas tropicales han pasado directamente sobre Puerto Rico en un periodo de 154 años, arrojando así una media histórica aproximada de un evento por cada 5.3 años.

En el caso de los huracanes (ver Tabla 2-1), septiembre ha sido el mes de mayor actividad sobre la Isla, con nueve de los 15 eventos registrados, seguido por agosto con cuatro. En magnitud predominan los huracanes de categoría I (74 - 95 mph), II (96 - 110 mph) y III (111 - 130 mph). Tan solo dos eventos, San Ciriaco en 1899 y San Felipe II en 1928, han alcanzado las categorías IV (131 - 155 mph) y V (>155 mph), respectivamente. Los puntos de entrada de los huracanes predominan en la zona sur y este de la Isla, siendo las zonas desde Yabucoa hasta Guayama y desde Ponce hasta Cabo Rojo las de mayor frecuencia. Las trayectorias predominantes en estos eventos van en dirección este–sureste a oeste-noreste, salvo dos excepciones (San Narciso-1867 y *Georges*-1998). Esta tendencia en las trayectorias, sumada al tamaño de la Isla comparado con las dimensiones promedio que pueden llegar a alcanzar este tipo de fenómenos, hace que prácticamente todos los pueblos hayan estado expuestos a los efectos de estos vientos intensos. Los pueblos del sur, centro y este de la Isla han sido los que han experimentado las consecuencias más severas ya que se encuentran sobre las trayectorias seguidas por la mayoría de estos huracanes.

**Tabla 2-1. Listado de huracanes que han cruzado Puerto Rico entre 1851-2004 (Centro Nacional de Huracanes 2005, Solá 1996)**

| No | Nombre | Fecha de entrada a Puerto Rico | | | Velocidad del viento (mph) | Categoría escala Saffir-Simpson | Lugar de | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Día | Mes | Año | | | Entrada | Salida |
| 1 | San Lorenzo | 5 | Septiembre | 1852 | 80 | I | Ponce | Mayagüez |
| 2 | San Narciso | 29 | Octubre | 1867 | 120 | III | Fajardo | Mayagüez |
| 3 | San Felipe | 13 | Septiembre | 1876 | 120 | III | Humacao | Mayagüez |
| 4 | San Roque | 17 | Agosto | 1893 | 115 | III | Maunabo | Isabela |
| 5 | San Ramón | 1 | Septiembre | 1896 | 100 | II | Guayanilla | Mayagüez |
| 6 | San Ciriaco | 8 | Agosto | 1899 | 140 | IV | Guayama | Aguadilla |
| 7 | San Hipólito | 22 | Agosto | 1916 | 80 | I | Naguabo | Rincón |
| 8 | San Liborio | 24 | Julio | 1926 | 80 | I | Cabo Rojo | Cabo Rojo |
| 9 | San Felipe II | 13 | Septiembre | 1928 | 160 | V | Patillas | Isabela |
| 10 | San Nicolás | 10 | Septiembre | 1931 | 100 | II | Fajardo | Aguadilla |
| 11 | San Ciprian | 27 | Septiembre | 1932 | 110 | II | Naguabo | Mayagüez |
| 12 | Betsy (Santa Clara) | 12 | Agosto | 1956 | 90 | I | Patillas | Arecibo |
| 13 | Hugo | 18 | Septiembre | 1989 | 125 | III | Vieques | Fajardo |
| 14 | Hortense | 10 | Septiembre | 1996 | 80 | I | Guánica | Cabo Rojo |
| 15 | Georges | 22 | Septiembre | 1998 | 105 | II | Yabucoa | Cabo Rojo |

**Tabla 2-2. Listado de tormentas que han cruzado Puerto Rico entre 1851-2004 (Centro Nacional de Huracanes 2005, Solá 1996)**

| No | Nombre | Fecha de entrada a Puerto Rico | | | Velocidad del viento (mph) | Categoría | Lugar de | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Día | Mes | Año | | | Entrada | Salida |
| 1 | San Rufo | 28 | Noviembre | 1878 | 70 | Tormenta | Guayama | Guayama |
| 2 | Sin Nombre | 2 | Octubre | 1891 | 50 | Tormenta | Guayama | Cabo Rojo |
| 3 | San Cirilo | 6 | Julio | 1901 | 60 | Tormenta | Cabo Rojo | Cabo Rojo |
| 4 | San Vicente | 12 | Septiembre | 1901 | 60 | Tormenta | Río Grande | Aguadilla |
| 5 | Sin Nombre | 19 | Agosto | 1924 | 45 | Tormenta | Culebra | Culebra |
| 6 | Sin Nombre | 17 | Agosto | 1931 | 40 | Tormenta | Patillas | Barceloneta |
| 7 | Sin Nombre | 9 | Agosto | 1938 | 60 | Tormenta | Loiza | Arecibo |
| 8 | Sin Nombre | 5 | Noviembre | 1942 | 40 | Tormenta | Ceiba | Loiza |
| 9 | Baker | 23 | Agosto | 1950 | 40 | Tormenta | Guánica | Cabo Rojo |
| 10 | Claudette | 18 | Julio | 1979 | 35 | Tormenta | Fajardo | Aguadilla |
| 11 | Frederic | 4 | Septiembre | 1979 | 50 | Tormenta | Humacao | Cabo Rojo |
| 12 | Gert | 9 | Septiembre | 1981 | 50 | Tormenta | Humacao | Dorado |
| 13 | Klaus | 7 | Noviembre | 1984 | 50 | Tormenta | Yabuco | Culebra |
| 14 | Jeanne | 15 | Septiembre | 2004 | 70 | Tormenta | Maunabo | Aguadilla |

Las tormentas tropicales (ver Tabla 2-2) presentan tendencias similares a las observadas en el caso de los huracanes. Agosto y septiembre se muestran como los meses de mayor actividad. Las velocidades de los vientos alcanzaron en promedio las 50 mph presentándose dos eventos que lograron las 70 mph. Los puntos de entrada de las tormentas continúan siendo esencialmente la zona sur y este de la Isla, abarcando ahora desde Fajardo hasta Patillas y desde Ponce hasta Cabo Rojo. Las trayectorias predominantes en estos eventos continúan siendo en la dirección este–sureste a oeste-noreste con recorridos más horizontales, salvo dos excepciones (San Rufo-1878 y *Klaus*-1984). Para el caso de las tormentas, prevalecen las trayectorias bordeando las costas norte y sur de la Isla, por lo que en esta oportunidad han sido los pueblos localizados sobre estas regiones los que han experimentado los efectos más severos a causa de los fuertes vientos.

Ambos, huracanes y tormentas tropicales, han dejado a su paso efectos negativos sobre la vida y la economía de Puerto Rico entre los que sobresalen los daños en los sistemas de infraestructura de la Isla, daños en viviendas y edificaciones, parálisis de la actividad productiva y las pérdidas de vidas humanas. Solá (1996) ha recopilado información que detalla los aspectos más representativos de cada una de las tormentas y huracanes que han afectado la Isla desde el siglo XVI. La ocurrencia de estos eventos ha sido validada por el Servicio Nacional de Metereología. A continuación se presenta una selección de comentarios extraídos de la publicación de Solá (1996), relacionados con las consecuencias que han dejado a su paso algunos de los eventos mencionados en las Tablas 2-1 y 2-2:

Huracán San Narciso (1867): Afectó casi todos los pueblos de la Isla. Aparentemente no fue muy grande en su extensión pero si presentó una gran intensidad. Dejó 211 muertes debido a las inundaciones.

Tormenta tropical San Rufo (1878): Primer evento en pasar por Puerto Rico en el mes de noviembre. Presentó una ruta poco usual de oeste a sureste. Causó tres muertes en las costas de Aguadilla.

Huracán San Ciriaco (1899): Es el desastre natural que más muertes ha causado en Puerto Rico; 3,369 y el que se documentó como el que más lluvia produjo con 23 pulgadas. El diámetro estimado de los vientos huracanados fue de 80 a 85 millas y el del área de lluvia de 385 millas.

Huracán San Felipe II (1928): Probablemente ha sido huracán de mayor intensidad y tamaño que haya azotado a Puerto Rico. Presentó la máxima velocidad de vientos documentada con 160 mph. Hubo destrucción de toda la Isla resultando prácticamente barridos los pueblos cercanos a la trayectoria del ojo. Este huracán causó 312 muertes.

Huracán *Betsy* (1956): El radio de vientos máximos fue de 14 millas de diámetro con una velocidad de traslación de 21 mph. El promedio de la velocidad de los vientos fue de 85 mph con ráfagas que alcanzaron las 115 mph. Hubo 16 muertes, 15 mil casas destruidas y US$ 40 millones en daños.

Tormenta tropical *Klaus* (1984): Bordeó la costa este de Puerto Rico. Se registraron vientos de 28 mph en San Juan y ráfagas de 37 mph en la estación naval de Roosevelt. No se presentaron grandes inundaciones y los daños por vientos fueron principalmente en árboles y líneas de acceso. Durante el paso de esta tormenta no se registraron muertes en la Isla.

Huracán Hugo (1989): El ojo del huracán pasó sobre la Isla de Vieques y continuó su curso llegando a la parte este-noroeste de Puerto Rico por los municipios de Ceiba, Fajardo y Luquillo. En San Juan se registraron vientos sostenidos de 125 mph. Hubo devastación casi completa en las islas municipios de Vieques y Culebra y cuantiosos daños en casi todas las municipalidades del este de Puerto Rico. Los daños a la propiedad privada y pública se estimaron cerca de US$1,000 millones. Dos personas perdieron la vida durante este evento.

## 2.3 EJEMPLOS DE MODELOS DE AMENAZA DESARROLLADOS PARA PUERTO RICO

El propósito fundamental de desarrollar un modelo de amenaza por viento, es el de estimar la probabilidad de ocurrencia de velocidades de viento de cierta intensidad en una región determinada. La información generada permite establecer los posibles efectos bien sea sobre una estructura particular, sobre sistemas de infraestructura tales como líneas de transmisión de energía eléctrica, vías, sistemas de acueducto, etc. o en un rango más general, sobre una ciudad o región completa. Estos modelos son elaborados principalmente teniendo como base registros históricos de velocidades de viento y mediciones de presión en el centro de la tormenta, los cuales han sido recopilados en estaciones atmosféricas o aviones especialmente equipados para esta tarea. La aplicación de métodos estadísticos y probabilísticos es extensiva en el desarrollo de modelos de amenaza en ingeniería de vientos.

Neumann (1984) realizó un estudio estadístico de los eventos que han cruzado por Puerto Rico entre los años 1886 y 1984. En ese periodo de tiempo encontró que un total 26 eventos entre tormentas tropicales y huracanes tuvieron trayectorias sobre o en la inmediata vecindad de la Isla. Basado en esta evidencia histórica, estableció un intervalo de recurrencia promedio de 3.8 años o de 0.263 por año, para que una tormenta de intensidad igual o superior a la de una tormenta tropical atravesara la Isla o al menos pasara muy cerca de ésta. Con información obtenida de varias estaciones meteorológicas localizadas en Puerto Rico, determinó los intervalos medios de recurrencia de tormentas tropicales, huracanes y de vientos de más de 100 mph para algunos pueblos. También encontró las velocidades de viento para periodos de retorno de 50 y 100 años. Los resultados se expresaron mediante curvas que relacionan el periodo de retorno con la velocidad del viento en función de la distancia al lugar. Al tener esta información para algunos de los principales pueblos de la Isla, fue posible realizar mapas como los de las Figuras 2-1 a 2-5, en donde se puede apreciar de manera general como ha sido el comportamiento de este fenómeno sobre Puerto Rico.

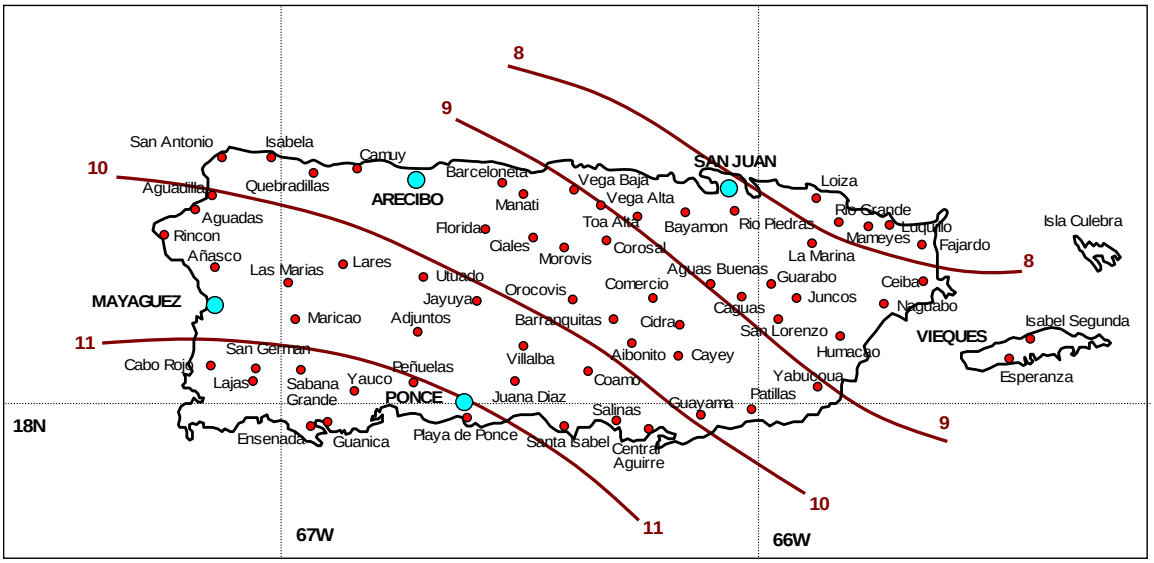



**Figura 2-1. Periodos medios de retorno para tormentas tropicales con velocidades de viento (un minuto sostenido) > 39 mph, en años (Neumann 1984).**

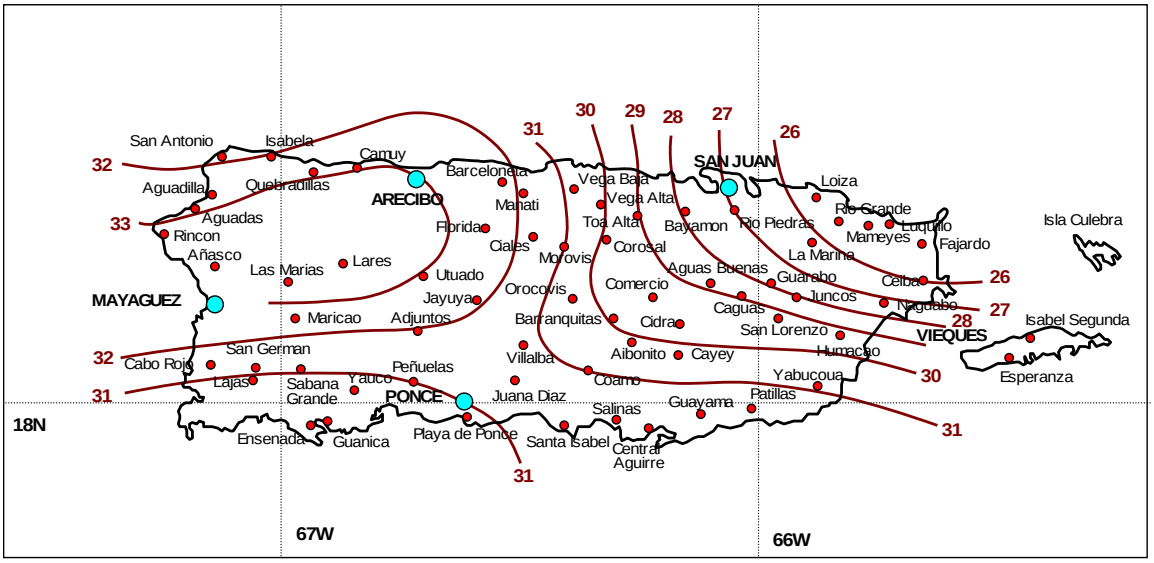



**Figura 2-2. Periodos medios de retorno para huracanes con velocidades de viento (un minuto sostenido) > 74 mph, en años (Neumann 1984).**

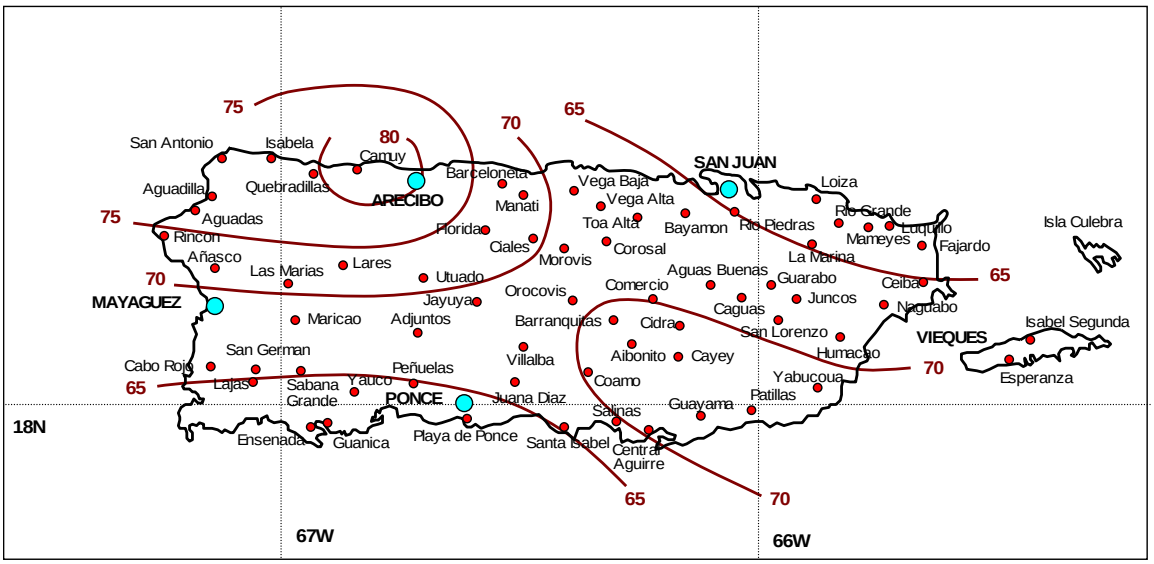



**Figura 2-3. Periodos medios de retorno para huracanes con velocidades de viento (un minuto sostenido) > 100 mph, en años (Neumann 1984).**

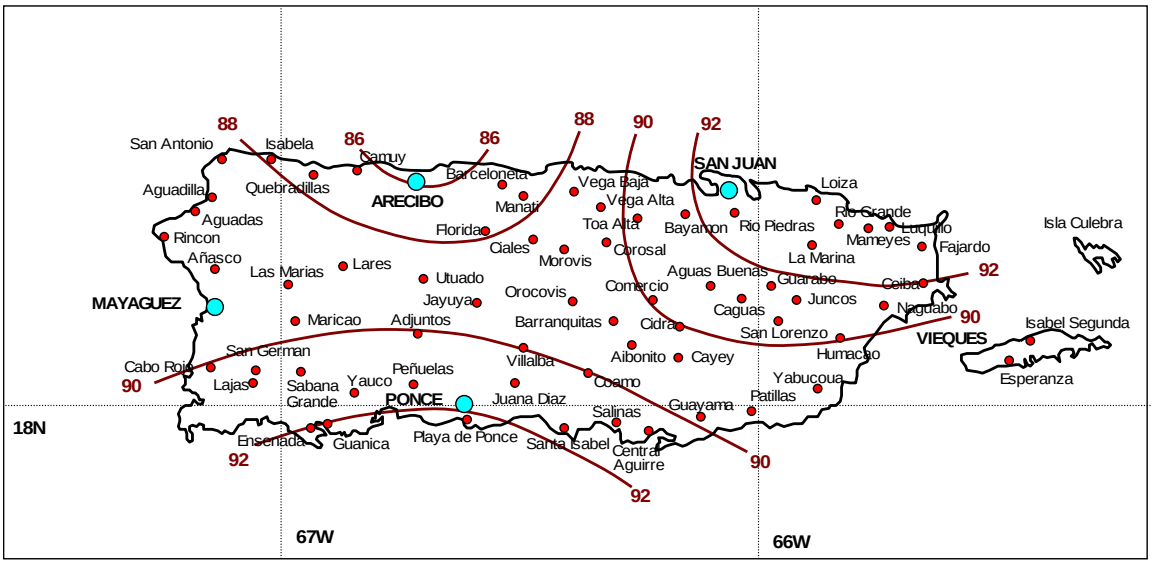



**Figura 2-4. Velocidades de viento (un minuto sostenido) para un periodo de retorno de 50 años, en mph (Neumann 1984).**

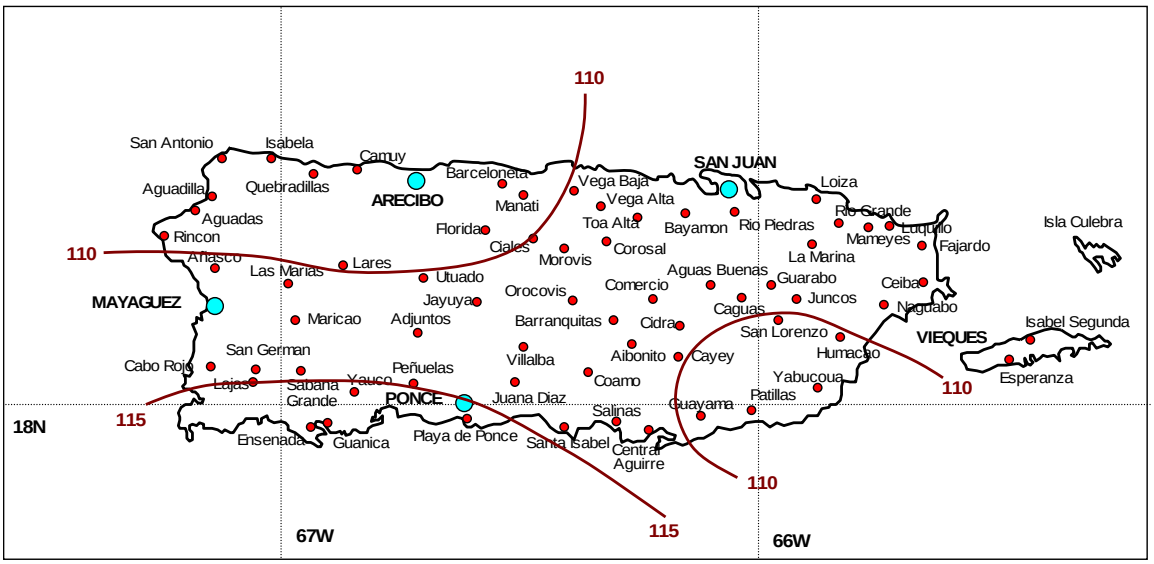



**Figura 2-5. Velocidades de viento (un minuto sostenido) para un periodo de retorno de 100 años, en mph (Neumann 1984).**

Este modelo de amenaza presenta la desventaja de que no tiene en cuenta los eventos registrados en la Isla en los últimos 20 años durante los cuales tres huracanes y dos tormentas tropicales han cruzado por Puerto Rico, además de no incluir una discusión sobre los intervalos de confianza de sus resultados. Los resultados obtenidos por Neumann permiten observar la tendencia a que en la Isla no se presenten variaciones significativas en la velocidad de viento esperada (no más de 6 mph) para los periodos de tiempo considerados, dependiendo de la localización geográfica. Lo anterior puede explicarse si se tiene en cuenta que para el caso de huracanes, el ojo puede llegar a adquirir dimensiones que van desde los 8 hasta los 80 km de diámetro (los vientos con intensidad de huracán se extienden por varias decenas de kilómetros más), el cual comparado con el tamaño de la Isla (110 km en dirección este-oeste y 39 km en dirección norte-sur) puede ocasionar que un solo evento de este tipo ocasione intensidades de viento aproximadamente similares en todo el territorio.

Arencibia (2000) trabajó en la estimación de la velocidad de viento básica para Puerto Rico a usar en el cálculo de cargas de viento para el diseño de estructuras. Para tal fin utilizó datos de velocidades de viento recopiladas por una estación meteorológica

localizada en la ciudad de San Juan y con la ayuda de una rutina implementando simulación Montecarlo, generó la información necesaria para que ésta pudiera ser ajustada a una distribución de valores extremos apropiada para el caso de vientos huracanados. Su trabajo dio como resultado una velocidad de viento básica para Puerto Rico de 123 mph (ráfaga de 3 segundos) con un periodo de retorno de 50 años. Este resultado está por debajo de que se espera para la Isla según la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002), la cual establece una velocidad de viento básica de 145 mph (ráfaga de 3 segundos). Además de simplificar el proceso de diseño de estructuras a viento, la adopción de un valor generalizado de velocidad de viento para toda la Isla parece ser adecuado a la luz de la poca variabilidad en las velocidades obtenidas por Neumman en función de la localización geográfica, como se comentó anteriormente. No obstante es recomendable que en su determinación se tengan en cuenta datos medidos en otros puntos sobre su geografía, de manera que el resultado sea una envolvente de la condición más crítica encontrada.

## 2.4 METODOLOGÍAS PARA LA ESTIMACIÓN DE DAÑO EN ESTRUCTURAS

Los procedimientos disponibles en la literatura para realizar la estimación de daño en estructuras, pueden ser clasificados en dos grandes grupos dependiendo del grado de detalle en la evaluación de daño que es obtenida. Estos son: Cualitativos y Cuantitativos.

Los métodos cualitativos se basan en la capacidad de asociar descripciones de los niveles de daño que puede experimentar un sistema estructural o componente, con alguna característica o cualidad del mismo, o bien, con la magnitud u orden de la amenaza que pueda llegar a causar el daño. Para el caso de la estimación de daño en estructuras debido a la acción de vientos huracanados, esta asociación se da usualmente como función de la intensidad del viento actuante en forma de rangos y no para valores específicos (Por ejemplo: Vientos de más de 145 mph). Características propias de la estructura como lo son el nivel técnico de diseño, la calidad de la construcción y de los

materiales empleados, son también utilizadas de manera global como criterio de clasificación a la hora de asociar el daño.

La escala Saffir/Simpson es un ejemplo de la aplicación de métodos cualitativos para realizar la estimación de daño en función de la magnitud de la amenaza (Simpson 1974). Esta escala, dividida en cinco categorías que son función de la velocidad del viento (un minuto sostenido), expresa en forma descriptiva y sin establecer distinciones muy específicas, el daño potencial en edificios, carreteras, muelles y otros elementos de infraestructura.

Minor y Mehta (1979) establecieron una clasificación de edificaciones que relaciona la resistencia a viento de una estructura con el grado de ingeniería aplicado a ésta durante las etapas de diseño y construcción. Basados en una gran cantidad de información relacionada con daños causados a estructuras por la acción de huracanes y tornados, definieron cuatro grados de ingeniería presentes en edificios: completo, inicial, ligero y nulo. Estos grados son crecientemente susceptibles a experimentar un mayor nivel de daño bajo los efectos de vientos intensos.

Las dos clasificaciones anteriormente descritas permiten dar una idea general del panorama de daño al que está expuesta la edificación, bien sea por las características generales que presenta o por el nivel de la amenaza al que está expuesta. Sin embargo, no es posible a través de alguna de ellas poder considerar aspectos particulares del diseño, construcción y materiales de la estructura o alguno de sus componentes, que definitivamente influyen en su desempeño y que pueden permitir conocer detalles como por ejemplo, qué partes exactamente de la edificación experimentarán daño, y a qué velocidad de viento y bajo qué condiciones de exposición este ocurrirá. El nivel de detalle obtenido usando esta clase de metodología es bastante general y presenta resultados puramente descriptivos del daño causado, no lo cuantifica.

Los métodos cuantitativos se aplican cuando se desea obtener una idea clara y precisa de cual será el escenario de daño que presentará una edificación o grupo de

edificaciones específicas y cuales pueden ser sus implicaciones estructurales y/o económicas. Aquí se estudian en detalle aquellas características que, de acuerdo con criterios ingenieriles o juicios basados en la experiencia, pueden representar puntos vulnerables para la estructura bajo un nivel de amenaza en particular.

La cuantificación del daño se realiza mediante la implementación de lo que se conoce como un modelo de daño. En el sentido más abstracto, el funcionamiento de un modelo de daño puede ser representado esquemáticamente como se muestra en la Figura 2-6. Dos grupos de información deben ser previamente establecidos: (1) Características de la estructura, con las que se pretende definir la resistencia o vulnerabilidad de la edificación, y (2) Descripción de la amenaza, con las que se busca determinar la magnitud del evento y el riesgo que representa para la estructura. Posteriormente esta información es procesada por una función de daño, la cual es desarrollada para cada estructura y cada evento en particular. Esta función usualmente es definida por medio de una o varias de las siguientes fuentes o procedimientos: análisis de datos históricos, modelos analíticos, computacionales y experimentales y/o el criterio de expertos. Finalmente se obtiene como resultado una medida cuantificable del daño esperado a la estructura, la cual suele expresarse en términos estructurales y/o económicos.

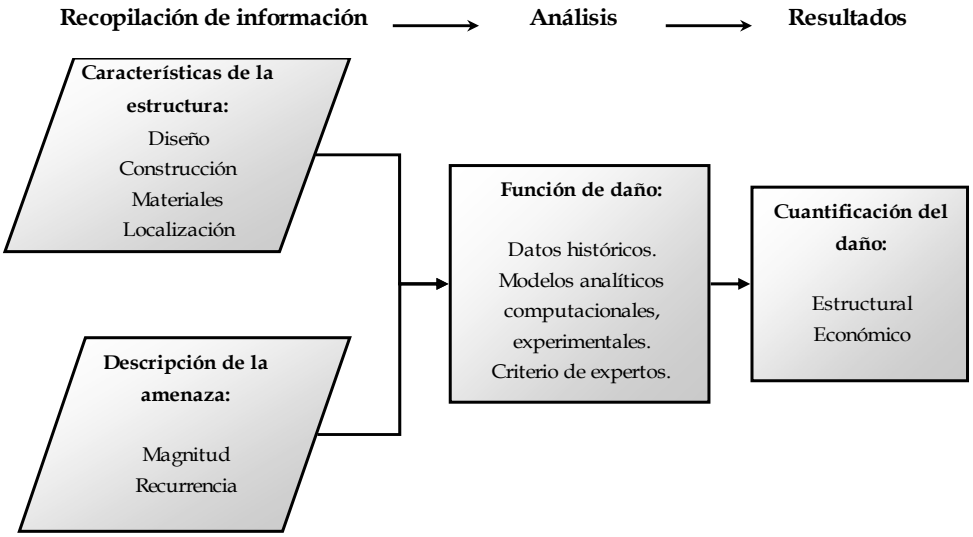



**Figura 2-6. Representación esquemática del funcionamiento de un modelo de daño.**

Una característica bastante común que puede ser observada en un gran número de modelos de daño ocasionado por viento, es la utilización de criterios de expertos en el tema de estimación de daños en estructuras (Hart 1976, Unanwa y McDonald 2000, Stubbs 2001). El porqué de la necesidad de recurrir a este tipo de mecanismos puede explicarse a la luz de las siguientes situaciones:

- Carencia de información acerca del comportamiento de algunos materiales bajo las condiciones de esfuerzo generadas por presiones debidas a vientos extremos.
- Complejidad para tratar de modelar de una manera adecuada y confiable el fenómeno de interacción viento – estructura.
- Limitaciones en tiempo y recursos debido al gran volumen de información que debe ser recopilada y manipulada para generar resultados confiables (Unanwa *et al*. 2000).

A continuación se presentan las definiciones de dos conceptos fundamentales en el campo de la estimación de pérdidas: Vulnerabilidad y Fragilidad estructural. Seguidamente se revisan algunos modelos de daño encontrados en la literatura relacionados con la acción de vientos de gran intensidad.

### 2.4.1 VULNERABILIDAD Y FRAGILIDAD ESTRUCTURAL

En un sentido general, la vulnerabilidad de un sistema estructural o componente puede definirse como su susceptibilidad a experimentar daño debido a la influencia de un evento externo, entendiéndose por daño cualquier alteración que afecte el normal desempeño de dicho sistema o componente.

La vulnerabilidad de un sistema estructural o componente suele representarse gráficamente por medio de curvas conocidas como curvas de vulnerabilidad. Las principales características de una curva de vulnerabilidad son las siguientes:

- Representa el daño estimado (eje de las ordenadas) como una función de la magnitud de la amenaza (eje de las abscisas) dentro de una escala fija (por ejemplo: 0-1, 0-100%).
- Existen varias formas de derivar una curva de vulnerabilidad dependiendo de las consecuencias a medir sobre la estructura: económicas, estructurales, funcionales, etc.
- Generalmente estas curvas se establecen para estimar el nivel de daño de un conjunto de estructuras o componentes con características similares, localizadas en una región determinada.

El daño experimentado por una estructura es representado a través de un índice, el cual, usualmente cuando se trata de evaluar el daño en términos de pérdidas económicas se define como:

$$Indice\ de\ daño = \frac{Costo\ de\ reparar\ el\ daño}{Costo\ inicial\ de\ la\ estructura} \tag{2.1}$$

De esta manera el daño es expresado como un porcentaje del valor total de la edificación. En el caso de pérdidas económicas estimadas por la industria aseguradora, el índice de daño suele calcularse en base al costo total asegurado en lugar del costo inicial de la estructura (Sparks y Bhinderwala, 1993). De manera similar cuando se habla de pérdidas en el contenido de una edificación, el costo de reparar es sustituido por el costo de reemplazar los elementos dañados.

Khanduri y Morrow (2002) emplearon el criterio definido en la Ecuación 2.1 para calcular una razón de daño promedio (MDR por sus siglas en inglés), basados en información recopilada de pólizas de daño en el estado de la Florida provenientes de compañías aseguradoras tras el paso del huracán *Andrew* en 1992. En la Figura 2-7, la línea continua representa la curva de vulnerabilidad para estructuras de madera obtenida por dichos autores:

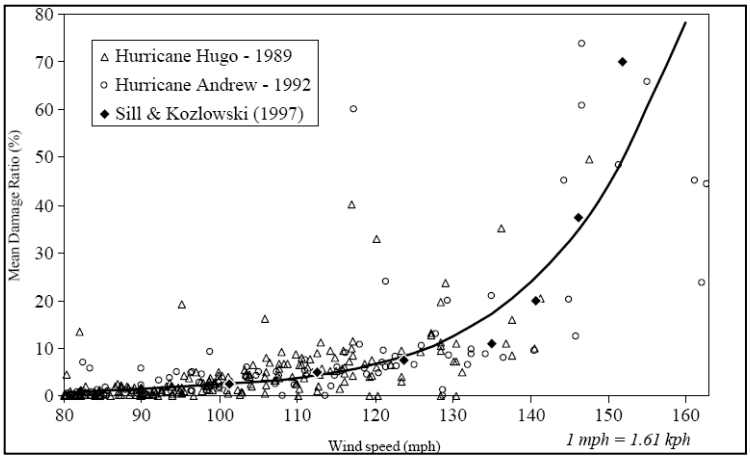



**Figura 2-7. Curva de vulnerabilidad a huracanes para estructuras de madera (Khanduri y Morrow 2002).**

Una forma más simplificada de una curva de vulnerabilidad utilizando segmentos de líneas rectas es la desarrollada por Leicester (1981) para viviendas en Australia. Se definen dos curvas de manera separada para estimar daño en la estructura y su contenido, tal como se aprecia en la Figura 2-8. Para su utilización sólo 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 de acuerdo con la Ecuación 2.1).

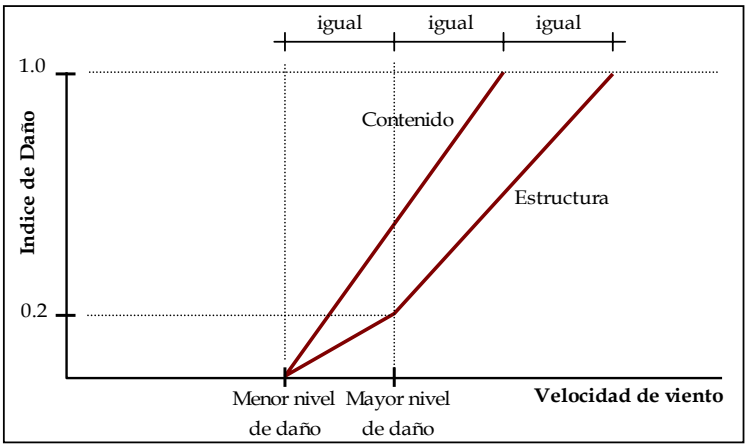



**Figura 2-8. Curva de vulnerabilidad a huracanes para viviendas en Australia (Leicester 1981).**

Otra manera de definir una curva de vulnerabilidad es por medio de la distribución de probabilidad de la resistencia de la estructura o de sus componentes. Por esta vía, la vulnerabilidad se expresa en términos de la probabilidad condicional de que un sistema estructural o componente alcance un estado límite preestablecido para un nivel de demanda dado (Ellingwood *et al.* 2004). A las curvas de vulnerabilidad obtenidas a partir de probabilidades se les denomina también **curvas de fragilidad**.

Holmes (1996, tomado de Holmes 2001) derivó una curva de vulnerabilidad para una estructura con un nivel de ingeniería completo en sus etapas de diseño y construcción, la cual es considerada como un ensamblaje de elementos cuyas distribuciones de probabilidad de la resistencia son conocidas. La falla de cada componente se asume para ser independiente de la falla de todos los demás y todos ellos han sido diseñados para resistir la misma carga debida a viento. Además se considera que el porcentaje de daño de la estructura completa, para una velocidad de viento dada, es la proporción de los componentes que fallen para esa velocidad de viento. Si todos los componentes tienen la misma distribución de probabilidad de resistencia, entonces la curva de vulnerabilidad de la estructura puede ser obtenida a partir de la distribución acumulada de la resistencia de cualquiera de sus elementos. La Figura 2-9 muestra la curva de vulnerabilidad obtenida de esta manera por Holmes, la cual corresponde a la distribución acumulada de uno de sus componentes:

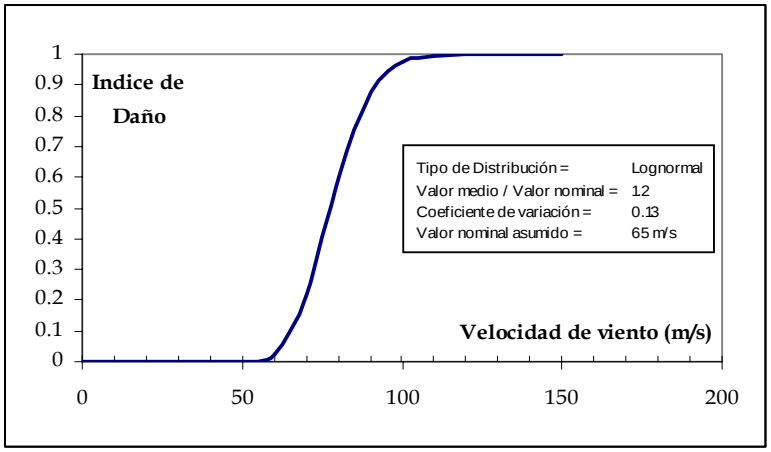



**Figura 2-9. Curva vulnerabilidad teórica para estructuras con nivel de ingeniería completo (Holmes 1996, tomado de Holmes 2001).**

Otros autores definen la fragilidad, como el complemento de la probabilidad de falla de un componente para un determinado nivel de demanda (Filliben *et al*. 2002). De acuerdo con 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(R/v) = 1 – P(R/v).

La fragilidad provee una medida probabilística del margen de seguridad respecto al diseño y calidad de los materiales.

### 2.4.2 MODELOS DE DAÑO

Uno de los primeros trabajos relacionados con la utilización de modelos de daño para estimar pérdidas en edificios debidas a la acción de vientos intensos fue propuesto por Hart (1976). Este autor presentó una metodología para la estimación de daños ocasionados por tornados en edificios típicos localizados en una región específica. Mediante el uso de matrices de daño elaboradas a partir del criterio de expertos, Hart estableció una relación entre velocidad de viento y el daño para estructuras residenciales de entre 1-3 pisos con estructura de madera o de muros de concreto/mampostería; estructuras de entre 1-3 pisos con estructura metálica y de uso industrial; estructuras de más de 4 pisos; viviendas móviles y ventanas. El modelo propuesto por Hart, evaluaba la pérdida anual en dólares para diferentes estados de daño bajo las condiciones económicas existentes en la década de 1970. Un vector de pérdidas, una matriz de daño y un vector de probabilidad de ocurrencia de la tormenta definen el modelo. Debido a que la naturaleza del fenómeno para la cual fue desarrollado este modelo (tornados), genera efectos particulares sobre la estructura y sus componentes, su aplicación se hace inadecuada para el caso de estimación de daños ocasionados por vientos huracanados.

Sparks y Bhinderwala (1993) elaboraron un modelo de daño basado en el análisis de datos correspondientes a reclamaciones de pólizas de seguros generadas dentro de una compañía aseguradora después del paso del Huracán Andrew. Con la información obtenida, los autores construyeron gráficas que representan el comportamiento de dos variables: la relación de pérdida global (definida como el pago total de la reclamación dividida entre el valor asegurado de la estructura y su contenido) y el daño directo por viento (definido como el costo de reparación de los componentes individuales afectados dividido entre el valor asegurado). Las variables anteriores fueron estudiadas para el caso de viviendas unifamiliares construidas con muros de mampostería reforzada. La velocidad de viento en el sitio donde fueron estimados los daños fue registrada por la fuerza aérea momentos antes de que el huracán llegara al continente. El principal aporte de este modelo radica en proponer resultados a partir de información real, tanto del daño como de la amenaza, útil para la validación de otros modelos, pero la limita a edificaciones con características constructivas y de exposición similares.

Chiu y Wadia-Fascetti (1999) presentan un estudio de la importancia involucrada en el proceso de toma y análisis de datos posteriores a un evento, y recomiendan las condiciones mínimas que debe satisfacer una fuente de información para permitir una estimación consistente del daño. El modelo propuesto por Chiu y Wadia-Fascetti, cuantifica el daño total en una vivienda utilizando un índice de daño $I_D$, el cual a su vez es función del daño calculado en tres componentes básicos: la arquitectura exterior, la arquitectura interior y el sistema estructural. Para la aplicación del modelo deben definirse tres grupos de parámetros: (1) el porcentaje de daño de cada uno de los tres componentes básicos, (2) un factor de peso asociado para cada componente y (3) factores de correlación que tiene en cuenta la interacción entre los componentes básicos una vez que han alcanzado cierto nivel de daño. Esta metodología requiere del establecimiento previo de los parámetros mencionados, los cuales a su vez dependen de la disponibilidad de información histórica sobre daño en la región o del criterio de expertos.

El único trabajo encontrado en la literatura relacionado con la estimación de daño en edificaciones desarrollado específicamente para Puerto Rico es el propuesto por Khanduri y Morrow (2002). Dichos autores plantean, desde la perspectiva de la industria aseguradora, una metodología basada en la elaboración de curvas de vulnerabilidad a partir del análisis de información contenida en pólizas de daño correspondientes a eventos anteriores. La principal restricción encontrada por Khanduri y Morrow radica en que usualmente el grado de detalle de la información proveniente de estas fuentes es muy bajo, y no permite establecer una distinción en base a características constructivas particulares como por ejemplo, los materiales empleados o la arquitectura, razón por la cual, la generación de curvas de daño para edificios es posible solamente a nivel de grupos o portafolios. La solución propuesta por estos autores se basa en una metodología capaz de disgregar una curva de vulnerabilidad genérica, en un conjunto de curvas individuales correspondientes a edificios con características específicas (localizados en Puerto Rico). La metodología requiere disponer de la siguiente información para poder ser aplicada:

- Una curva de vulnerabilidad genérica para la región (Puerto Rico).
- Un inventario que defina el porcentaje de cada una de las categorías de edificios que van a ser estudiadas en la región (Puerto Rico).
- Curvas de vulnerabilidad obtenidas para las mismas categorías, pero correspondientes a edificios localizados en una región diferente (Genéricas).

Este modelo asume que las vulnerabilidades relativas entre estructuras de distinta clase y de la misma clase no varían de una región a otra, lo cual sólo es aplicable a aquellas regiones en donde las prácticas constructivas y de diseño, así como las condiciones de exposición, presentan características similares.

Stubbs (2001) elaboró un estudio de pérdida máxima probable (PML, por sus siglas en inglés) sobre la infraestructura crítica de tres islas en el Caribe. El autor presenta varios modelos de daño para la estimación de pérdidas correspondientes a estructuras específicas y sistemas de infraestructura tales como: edificios (estructural y contenido),

pavimentos, torres de transmisión eléctrica, instalaciones para el manejo de desperdicios y pilas estructurales. La descripción de la metodología para la estimación de daño abarca el proceso de recopilación de la información, cálculo de costos, visitas de campo y la generación final de curvas de daño desarrolladas para cada tipo de infraestructura específica, en función de la velocidad de viento. Stubbs utiliza funciones de densidad de resistencia para la estimación de daño de los componentes analizados. La interacción entre el daño de los distintos componentes del modelo es tenida en cuenta mediante un parámetro cuyos valores límites definen su comportamiento como sistema en serie o en paralelo dentro de la estructura. En este modelo, la función de densidad de la resistencia de cada componente debe estar disponible o en su defecto se debe elegir alguna distribución existente que represente adecuadamente su comportamiento.

Otra referencia que aporta una nueva metodología basada en el uso de bandas de daño para la estimación de pérdidas en edificios, es la presentada por Unanwa y McDonald (2000). En este trabajo los autores establecen para cada velocidad de viento, un rango de daño que se encuentra limitado por las curvas de vulnerabilidad de las edificaciones con mayor (límite inferior) y menor (límite superior) resistencia a viento, basado en las características de sus componentes y conexiones. La estimación de daño se puede realizar para estructuras individuales o para grupos de estructuras por medio de la definición de un índice de resistividad relativa, el cual funciona como indicador de la situación de la edificación respecto a los estados límites. Las entradas del modelo son las probabilidades de falla condicional de cada componente, un factor de costo para cada componente, la localización del componente en la estructura y el número total de componentes tenidos en cuenta. Los componentes manejados en este modelo son el material de techado, la estructura de cubierta, ventanas y puertas exteriores, muros de fachada y el contenido interior. Una limitación del modelo está en que asume que los elementos del sistema principal de resistencia y la fundación no experimentan daño. Las probabilidades de falla de los componentes individuales fueron calculadas considerando la resistencia de los mismos como una variable aleatoria y representando la función de resistencia mediante distintas distribuciones probabilísticas dependiendo del tipo de componente. Las probabilidades condicionales de falla de los componentes fueron

obtenidas a partir del criterio de expertos (componente subjetiva minimizada con aproximación Delphi).

La metodología de estimación de daño que servirá de base para la elaboración del presente trabajo es la desarrollada por McDonald *et al*. (1981), la cual se fundamenta en la determinación de las capacidades resistentes de los componentes de la estructura más vulnerables a la acción de vientos huracanados, con el fin de obtener las velocidades para las cuales ocurre la falla en cada uno de estos y así establecer una secuencia de daño. El procedimiento está basado en tres tareas básicas: (1) recopilación de información, (2) análisis de datos y (3) evaluación de resultados. Cada tarea consta a su vez de tres fases: (1) datos, (2) función y (3) resultados. La Tabla 2-3 resume el procedimiento para la estimación de daño propuesto por estos autores:

**Tabla 2-3. Procedimiento analítico para predecir daño.**

| Tarea | Datos | Función | Resultados |
|---|---|---|---|
| (1) Recopilación de Información | -Planos arquitectónicos<br>-Planos estructurales<br>-Especificaciones | -Visitas de sitio<br>-Determinación de la capacidad resistente de los materiales | -Conocimiento de la capacidad resistente de los sistemas estructurales<br>-Características locales |
| (2) Análisis de Datos | -Conocimiento de la capacidad resistente de los sistemas estructurales<br>-Características locales | -Análisis estructural<br>-Cálculo de cargas de viento<br>-Criterio ingenieril | -Los umbrales de velocidad que producen la falla en cada componente del edificio |
| (3) Evaluación de Resultados | -Los umbrales de velocidad que producen la falla en cada componente del edificio | -Respuesta de la estructura<br>-Criterio ingenieril | -Secuencia de Daño<br>-Rango de velocidades de viento<br>-Probabilidad de daño |

La metodología asume que la estructura y sus componentes reciben la presión generada por el viento, proveniente de la dirección más crítica. Una vez se han establecido las capacidades resistentes de los sistemas estructurales y las condiciones de exposición del lugar donde se encuentra localizada la estructura, se establecen las velocidades de viento que producen esfuerzos equivalentes a las capacidades resistentes encontradas. Finalmente, la secuencia de daño se formula de manera preliminar con el ordenamiento en forma ascendente de las velocidades de falla de todos los componentes

considerados. Esta secuencia es ajustada utilizando el juicio ingenieril y el criterio de expertos. Debido a la forma en que son asignadas las cargas sobre los componentes, la aplicabilidad del método anterior está restringida sólo a edificios rígidos o que en general, no sean dinámicamente sensibles a los efectos producidos por la acción del viento. Esto se debe principalmente a que las frecuencias fundamentales de los edificios rígidos y sus componentes (1 Hz o superiores), son mucho más altas que las frecuencias contenidas en las ráfagas de viento (0.5 a 0.005 Hz), por lo que la respuesta dinámica en estos casos, puede ser despreciada.

Ray y Smith (2003), desarrollaron una herramienta computacional que permite de una manera práctica y ordenada, realizar la estimación de daño implementando la metodología propuesta por McDonald *et al*. (1981). Una vez el programa recibe la información de entrada necesaria, las velocidades que producen la falla en cada componente son estimadas y mostradas al usuario en forma de un escenario de daño (secuencia de daño ordenada de acuerdo con la magnitud de las velocidades de viento que originan la falla). La estimación de las presiones generadas por el viento sobre cada componente es realizada utilizando la especificación ASCE 7-95 *Minimun Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 7-95). Los modos de falla analizados por el programa incluyen el sistema principal de resistencia y los sistemas de cubierta y fachada. Una estimación de la probabilidad de ocurrencia de la falla también puede ser ejecutada basada en la probabilidad de excedencia del viento de falla en el sitio donde se encuentra localizada la estructura. Esta es una de las primeras herramientas computacionales desarrolladas con el objetivo de analizar las condiciones de riesgo de facilidades esenciales. Su aplicación, al igual que la metodología de McDonald *et al.* (1981), también está restringida a edificios no sean dinámicamente sensibles a los efectos producidos por la acción del viento.

# 3 METODOLOGÍA GENERAL Y ESTIMACIÓN DE CARGAS DE VIENTO

## 3.1 INTRODUCCIÓN

A continuación se presenta la descripción general de las tareas involucradas en la definición de la metodología de estimación de daño desarrollada en el presente trabajo. Seguidamente se mencionan aspectos relacionados con el alcance y las limitaciones de aplicación de la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002). Finalmente se describen los parámetros involucrados en el proceso de estimación de cargas de viento, que son utilizados en la conversión de las capacidades resistentes de los componentes de la estructura a velocidades de viento de falla.

## 3.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA METODOLOGÍA SEGUIDA

El procedimiento utilizado para definir la metodología de estimación de daño propuesta en esta tesis, se basa en el procedimiento establecido por McDonald *et al.* (1981) descrito en el Capitulo dos. La mayor parte de las actividades que componen las tres tareas básicas en cada una de sus fases dentro de la metodología propuesta por estos autores, fueron ejecutadas para el caso de edificaciones industriales existentes en Puerto Rico, a través de los cuatro procedimientos que se describen a continuación:

**1) Recopilación de información.**

Se realizó una recopilación de información tendiente a identificar características constructivas y de diseño existentes en Puerto Rico. Esta tarea incluyó la adquisición

de planos arquitectónicos, planos estructurales, memorias de cálculo, normas de diseño y construcción locales (pasadas y vigentes), especificaciones técnicas de materiales de construcción de uso local, así como la realización de algunas visitas de campo. La metodología seguida para la recopilación de la información se presenta en detalle en el Capítulo cuatro, Sección 4.2.1.

**2) Caracterización de sistemas constructivos.**

Con el propósito de identificar fácilmente las tendencias existentes en la información recopilada, se construyeron gráficos de barras que representan la frecuencia de ocurrencia de las características constructivas encontradas, dentro de la población estudiada. Con la información organizada de esta manera, se realizó la descripción de los sistemas constructivos correspondientes a los componentes que fueron considerados dentro del proceso de estimación de daño de la estructura: (1) Los sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica; (2) Las ventanas en vidrio localizadas sobre las fachadas de la estructura; y (3) Las conexiones columna-fundación en edificios metálicos livianos. La información incluida en la descripción de cada uno de estos componentes se concentra en los parámetros que definen su capacidad resistente bajo cargas de viento. La interpretación de los resultados obtenidos por medio de los gráficos de barras y la descripción de los sistemas constructivos encontrados, se presentan en el Capítulo cuatro, secciones 4.2.2 y 4.3, respectivamente.

**3) Determinación de los modelos de resistencia (criterios de falla).**

Se establecieron los 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. Estos criterios son utilizados para predecir la velocidad de viento de falla de cada componente, una vez ha sido estimada su capacidad resistente. Todos los modelos de resistencia fueron seleccionados de manera que permitieran considerar las propiedades de los materiales y las configuraciones encontradas en la información recopilada (por ejemplo: tipo de vidrio empleado en ventanas, configuraciones de las láminas metálicas utilizadas en los sistemas de

fachada y cubierta, etc.). Los criterios fueron obtenidos en su totalidad de especificaciones de diseño de uso local y de documentos técnicos elaborados por expertos. La Tabla 3-1 muestra el listado completo de los criterios de falla trabajados en esta tesis para los componentes estructurales considerados, así como las limitaciones de aplicación y su documento o especificación de referencia. La metodología de aplicación de cada uno de los criterios de falla mostrados en la Tabla 3-1, se presentan en detalle en los Capítulos cinco y seis de esta tesis.

**Tabla 3-1. Listado de criterios de falla para los componentes considerados en el proceso de estimación de daño.**

| Componente | Criterio de falla | Limitaciones | Referencia |
|---|---|---|---|
| Lámina metálica de cubierta | Arrancamiento estático | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 3mm. | Mahendran y Tang (1998) |
| | Arrancamiento por fatiga | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 1mm. | Mahendran y Mahaarachchi (2002) |
| | Desgarramiento estático | Conexión crestas: Ninguna. | Mahendran y Mahaarachchi (2004) |
| | | Conexión en valles: Ninguna. | AISI 2002 |
| | Desgarramiento por fatiga | Conexión crestas: No considerado | - |
| | | Conexión en valles: Solo para láminas tipo B en valles intercalados. | Figueroa (1996) |
| Lámina metálica de fachada | Arrancamiento estático | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 3mm. | Mahendran y Tang (1998) |
| | Arrancamiento por fatiga | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 1mm. | Mahendran y Mahaarachchi (2002) |
| | Desgarramiento estático | Conexión crestas: Ninguna. | Mahendran y Mahaarachchi (2004) |
| | | Conexión en valles: Ninguna. | AISI 2002 |
| | Desgarramiento por fatiga | Conexión crestas: No considerado. | - |
| | | Conexión en valles: No considerado. | - |
| Ventanas en vidrio | Presión | Ninguna. | ASTM E1300-02 |
| Conexión Columna-Fundación | Tensión y Corte | Sistemas livianos (metálicos) de cubierta y fachada. | ACI 318-02 APENDICE D |
| | | Columnas de fachada sin pisos intermedios (Tensión). | |
| | | Estructuras cerradas. | |
| | | No hay influencia de efectos topográficos. | |
| | | Conexión no resistente a momentos. | |

**4) Definición de la metodología de estimación de daño.**

La metodología de estimación de daño seguida en este trabajo, se define por la obtención de una secuencia de falla para los componentes de la edificación

considerados, a partir de la comparación directa de sus capacidades resistentes expresadas en términos de velocidades de viento. Para convertir la capacidad resistente de cada componente a velocidades de viento de falla (ráfaga de 3 segundos), se utilizan las formulaciones cuasi-estáticas para el cálculo de presiones establecidas en el Capítulo seis de la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002), las cuales han sido modificadas apropiadamente con este propósito. Estas formulaciones permiten considerar los efectos locales de la ubicación del componente en la estructura y los efectos globales debidos a la condiciones de exposición y cerramiento de la edificación.

A continuación se describen los aspectos relacionados con la aplicabilidad de las provisiones para estimar cargas de viento de la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002), que a su vez definen las limitaciones de aplicación para la presente metodología de estimación de daño. También se describen brevemente los parámetros involucrados en el proceso de estimación de cargas de viento, que son utilizados para realizar la conversión de las capacidades resistentes de los componentes de la estructura a velocidades de viento de falla.

## 3.3 ESTIMACIÓN DE LOS EFECTOS DEL VIENTO SOBRE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON ASCE 7-02

Para la estimación de los efectos del viento sobre la estructura y sus componentes, se empleó en el presente trabajo el método analítico establecido en el Capitulo seis de las provisiones para cargas de viento del ASCE 7-02 (ASCE 2002). A pesar de que esta especificación no se encuentra incluida dentro de las normativas para el diseño a viento actualmente exigidas en Puerto Rico, se decidió utilizar esta especificación debido a que ofrece una metodología detallada y reconocida en el medio para la estimación de cargas producidas por viento sobre la estructura principal (*Main Wind Force Resisting System*) y sus componentes no estructurales (*Components and Cladding*). Su principal ventaja comparada con otras especificaciones de uso local como el UBC (1997) radica en su alto

grado de detalle en la evaluación de las cargas de viento, debido a su capacidad para considerar aspectos particulares de la estructura como: características geométricas; localización; condición de cerramiento y exposición; así como también la localización específica de sus componentes no estructurales sobre sus zonas de fachada y cubierta.

**Limitaciones.**

Las estructuras cuyos efectos producidos por el viento vayan a ser determinados por medio de la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002), deben satisfacer las siguientes condiciones:

- El edificio o la estructura deben ser de forma regular o aproximadamente regular, tanto en planta como en altura. Estructuras en forma de baúl, fachadas curvas, edificios de torres múltiples conectados por puentes, no se encuentran cobijados por la especificación.
- La estructura no debe estar localizada en sitios propensos a experimentar efectos de canalizamiento (*channeling*) o turbulencia del flujo del aire, ocasionados por obstrucciones ubicadas en cualquiera de las direcciones de donde pueda provenir el viento. En general, estas obstrucciones pueden ser causados por la presencia de efectos topográficos (montañas, laderas) u otros edificios (un grupo de edificios esbeltos). La Figura 3-1 muestra un ejemplo del efecto de canalizamiento del flujo de viento ocasionado por la presencia de edificaciones en una de las probables direcciones de incidencia del viento.
- El edificio o la estructura no tienen características de respuesta que la hagan vulnerable a la acción de vientos transversales, cargas torsionales dinámicas, vertimiento de vértices o inestabilidad debido a galopeo. Entre las estructuras que pueden llegar a presentar estos comportamientos y que por ende, no están cobijadas por la presente metodología, se encuentran las estructuras flexibles con frecuencias naturales normalmente por debajo de 1 Hz, edificios esbeltos (relación entre la altura de la edificación y su menor dimensión en planta, mayor a 4) y edificios o estructuras cilíndricas.

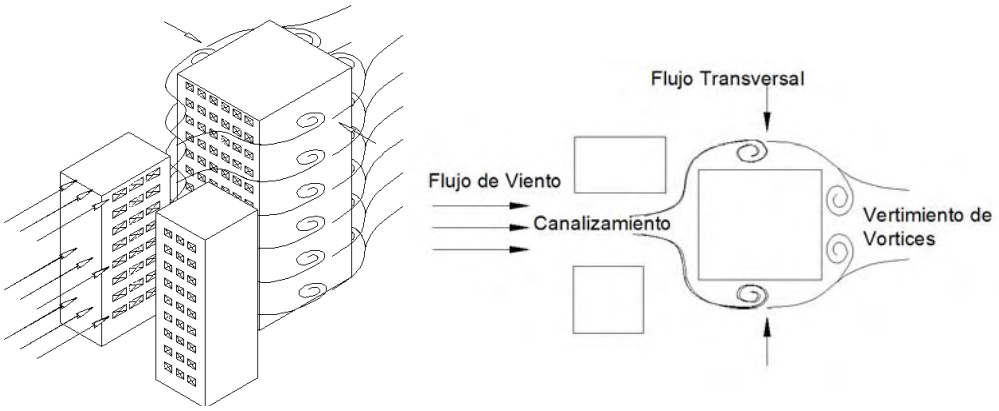



**Figura 3-1. Obstrucciones que producen canalizamiento del flujo de viento sobre la estructura.**

**Parámetros utilizados en la estimación de cargas de viento.**

A continuación se presenta una breve descripción de los parámetros involucrados en la estimación de cargas de viento de acuerdo con el ASCE 7-02 (ASCE 2002), que serán utilizados en este trabajo para realizar la conversión de las capacidades resistentes de los componentes de la estructura a velocidades de viento de falla.

**1) Clasificación del cerramiento de la estructura:**

La magnitud y sentido de las presiones internas dependen de la cantidad y localización de las aberturas en toda la envoltura de la edificación y de la dirección de viento considerada. De acuerdo con la especificación, como aberturas se entienden los orificios o boquetes ubicados en el sistema de cerramiento o envoltura de la estructura, a través de los cuales se permite el flujo de aire y que se consideran como "abiertos" durante el proceso de diseño. Ejemplos de aberturas incluyen puertas, ventanas operables, tomas de aire para sistemas de aire acondicionado o ventilación interna, boquetes o aberturas alrededor de puertas, boquetes o aberturas en muros o fachadas para iluminación y/o ventilación.

De acuerdo con la cantidad de aberturas, la estructura puede ser clasificada como abierta, parcialmente cerrada o cerrada. Una estructura **abierta** es aquella que posee cada una de las superficies expuestas a la acción de viento, con al menos un 80% de

aberturas. Esto es $A_o > 0.80\ A_g$, donde $A_o$ es el área de las aberturas en el muro o fachada que recibe las presiones externas positivas y $A_g$ es el área total del muro o fachada en el cual $A_o$ es calculado. Una estructura es **parcialmente cerrada** si cumple simultáneamente las siguientes condiciones:

1) El área total de las aberturas en el muro o fachada que recibe las presiones externas en la dirección de donde proviene el viento, excede la suma de las áreas de las aberturas en el resto de la envoltura (muros y cubierta) por más del 10%.
2) El área total de las aberturas en la fachada o muro que recibe las presiones externas positivas excede al menor valor entre 0.37 m² o el 1% del área total de ese muro o fachada, y además, el porcentaje de aberturas en el resto de la estructura no excede el 20%.

Esto es:

$$A_o > 1.10\ A_{oi}$$

y

$$A_o > \text{Menor valor entre} \begin{cases} 0.37\text{m}^2 \\ 0.01A_g \end{cases} \quad \text{y} \quad A_{oi} < 0.20\ A_{gi}$$

Donde $A_{oi}$ es la suma de las áreas de las aberturas en las fachadas de la estructura (muros y cubierta) sin incluir $A_o$ y $A_{gi}$ es la suma de las áreas totales de las fachadas de la estructura (muros y cubierta) sin incluir $A_g$.

En el presente análisis, a menos de que se establezca explícitamente, se considera que las ventanas en vidrio no son resistentes a impactos, por lo cual de acuerdo con la especificación, por tratarse de una región propensa a huracanes (Puerto Rico), las ventanas deben ser tratadas como aberturas en las fachadas (Sección 6.5.9.3).

**2) Categorías de rugosidad y de exposición:**

Para cada una de las direcciones probables de incidencia del viento, debe determinarse una categoría de exposición que refleje de una manera adecuada las características de rugosidad del terreno e irregularidades de la superficie del sitio donde será construida o analizada la estructura.

La sección 6.5.4 de la especificación exige que la estructura sea diseñada para resistir el viento proveniente de todas las direcciones posibles. Un procedimiento racional para determinar las cargas de viento considerando la exigencia anterior, es el siguiente:

- Las cargas de viento para edificios usadas en la Sección 6.5.12.2.1 y las Figuras 6.6 y 6.7 de la especificación, son determinadas para ocho direcciones de viento a intervalos de 45 grados, con cuatro de ellas coincidiendo con los ejes principales de la estructura, tal como se muestra en la Figura 3-2.
- Para cada una de estas ocho direcciones, se determina el grado de exposición de la estructura en la zona de donde proviene el viento, en sectores a 45 grados a cada lado de la línea de acción del viento.
- El sector cuyo grado de exposición arroje los valores más altos en las cargas será usado para la definición de las cargas en esa dirección.
- Por ejemplo, si el viento proviene de la dirección 1, la exposición de los sectores 1 y 8 que arroje el valor más crítico para las cargas de viento, deberá ser utilizada para definir las cargas de viento en esa dirección. Si el viento proviene de la dirección 2, se usará la condición de exposición más desfavorable que se obtenga entre los sectores 1 y 2.

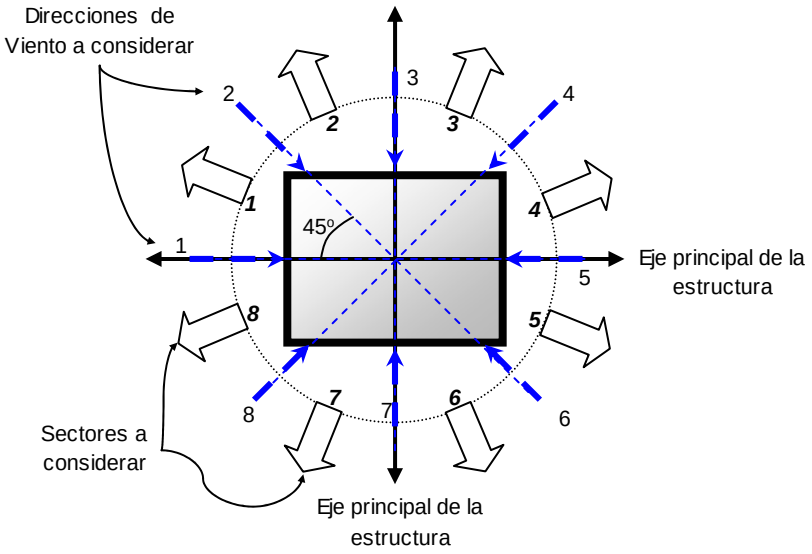



**Figura 3-2. Procedimiento recomendado por el ASCE 7-02 para determinar la categoría de exposición de la estructura.**

Las cargas de viento para los elementos no estructurales y de fachada serán determinadas utilizando el grado de exposición más crítico de acuerdo con la rugosidad del terreno predominante en cada una de las ocho direcciones de viento consideradas. Esto es, todos los componentes no estructurales localizados sobre las fachadas y la cubierta de la edificación, deben ser diseñados para el mismo grado de exposición, el más critico, sin importar su localización.

Las tres categorías de rugosidad y exposición definidas en la especificación son las siguientes:

**Rugosidad Categoría B:** Áreas urbanas y sub-urbanas, áreas boscosas y otras áreas con gran cantidad de objetos estrechamente espaciados entre si y con un tamaño similar al de una residencia de vivienda o mayor (ver Figura 3-3).

**Rugosidad Categoría C:** Terreno abierto con obstrucciones dispersas de altura generalmente menor de 9.1 m. Esta categoría incluye terrenos planos abiertos, praderas

y todas las superficies de agua (playas y costas) en regiones propensas a huracanes (ver Figura 3-4).

**Rugosidad Categoría D:** Planicies, áreas sin obstrucciones y superficies de agua (playas y costas) en regiones NO vulnerables a huracanes. Esta categoría incluye también llanuras pantanosas y superficies de hielo (ver Figura 3-5).

**Exposición Categoría B**: Donde prevalecen las condiciones de rugosidad categoría B en la dirección de donde proviene el viento por una distancia de al menos de 800 m o 10 veces la altura de la edificación, la que sea mayor. Para estructuras cuya altura media de cubierta sea ≤ 9.1 m esta distancia puede ser reducida a 457 m.

**Exposición Categoría D:** Donde prevalecen las condiciones de rugosidad categoría D en la dirección de donde proviene el viento por una distancia de al menos de 1524 m o 10 veces la altura de la edificación, la que sea mayor. La exposición D se extiende tierra adentro desde la línea de costa una distancia de 200 m o 10 veces la altura del edificio, la que sea mayor.

**Exposición Categoría C:** Todos los casos en los que las categorías de exposición B o D no aplican.

**Zonas de Transición.** Para los sitios que correspondan a zonas de transición entre categorías de exposición, la categoría a usar será la que resulte en las cargas de viento más altas.

Se debe notar que de acuerdo con la descripción anterior, todas las playas y costas de Puerto Rico se deben considerar como categoría de exposición C.

**Figura 3-3. Ejemplo categoría de exposición B (centro urbano).**

**Figura 3-4. Ejemplo categoría de exposición C (obstrucciones dispersas, ASCE 2002).**

**Figura 3-5. Ejemplo categoría de exposición D (terreno plano sin obstrucciones).**

**3) Influencia de efectos topográficos:**

Los edificios o estructuras localizadas en las partes superiores de laderas o colinas aisladas, son vulnerables a experimentar notables incrementos en la velocidad de viento incidente respecto a la que tendría una estructura localizada sobre terreno plano. Para tener en cuenta este efecto en el cálculo de la velocidad, la estructura y el sitio donde está localizada, deben satisfacer las siguientes condiciones:

1) La colina, cumbre o ladera, está aislada y no presenta obstrucciones en la dirección de donde proviene el viento por algún otro efecto topográfico de altura similar, dentro de una distancia de 100 veces la altura de la colina, cresta o ladera o 3.22 km, la que sea menor.
2) La colina, cumbre o ladera, sobresale por encima de cualquier otro efecto topográfico localizado en un radio de 3.22 km en cualquiera de las direcciones de donde proviene el viento, por un factor de dos o más.
3) La estructura está localizada en la mitad superior de una colina (Figura 3-6(b)) o en la parte alta de una ladera (Figura 3-6(a)).

4) La relación entre la altura del efecto topográfico (H) y su longitud horizontal media (Lh) es mayor o igual a 0.2 (ver Figura 3-6).

5) La altura del efecto topográfico (H) es mayor o igual a 4.5 m para Categorías de Exposición C y D, y 18 m para la Categoría de Exposición B (ver Figura 3-6).

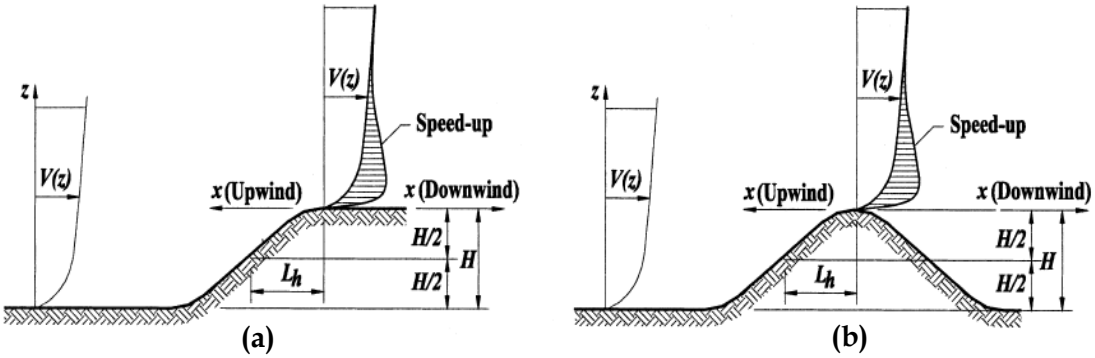



**Figura 3-6. Incremento en las velocidades del viento por efecto de (a) laderas y (b) colinas (ASCE 2002).**

La expresión para el cálculo del Factor Topográfico viene dada por la Ecuación 3.1 (Ecuación 6-3 de la especificación):

$$k_{zt} = (1 + k_1 k_2 k_3)^2 \tag{3.1}$$

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

**4) Factor de ráfaga G:**

El factor de Ráfaga tiene en cuenta los efectos en la dirección paralela al viento debido a la turbulencia generada por su interacción con la estructura y a la amplificación

dinámica en estructuras flexibles. Este factor no tiene en cuenta los efectos en la dirección perpendicular al viento, vertimiento de vortices, inestabilidad por galopeo u oscilación de la estructura o efectos torsionales dinámicos.

El ASCE 7-02 (ASCE 2002) establece un único valor para el factor de ráfaga G en estructuras rígidas de 0.85. También se presentan dos procedimientos detallados para realizar la estimación del factor de ráfaga en el caso en que se considere a la edificación como estructura rígida (6.5.8.1) o flexible (6.5.8.2), respectivamente. Estos procedimientos tienen en cuenta el tamaño de la edificación y las características del entorno donde se encuentra localizada.

**5) Factor de direccionalidad $k_d$:**

El Factor de Direccionalidad $k_d$ tiene en cuenta dos efectos: (1) La probabilidad reducida de que la máxima intensidad del viento provenga de una dirección específica, y (2) la probabilidad reducida de que el máximo coeficiente de presión ocurra para una dirección de viento dada. El valor del factor de direccionalidad se determina de la Tabla 6.4 de la especificación, dependiendo del tipo de la estructura.

En el presente trabajo el Factor de direccionalidad $k_d$ tendrá un valor de uno, con el propósito de considerar al viento proveniente desde la dirección más crítica para la estructura o cualquier componente de la misma.

**6) Coeficiente de importancia I:**

El factor de importancia I es utilizado para ajustar la confiabilidad estructural de un edificio u otra estructura, de manera que sea consistente con la clasificación de acuerdo con su uso, establecida en la Tabla 1-1 de la especificación. Los coeficientes de importancia dados en la Tabla 6-1 de la especificación, ajustan la presión estimada sobre la estructura de acuerdo con diferentes probabilidades anuales de excedencia.

En el presente trabajo el coeficiente de importancia también será trabajado con un valor unitario, con lo cual no se tiene en cuenta el ajuste en la probabilidad de ocurrencia del evento debido al uso de la edificación.

**7) Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión interna Cpi:**

Los productos GCpi usados para calcular las cargas de viento sobre la estructura principal y para los componentes no estructurales de fachada y cubierta, son función de la condición de cerramiento de la edificación y se determinan de la Figura 6-5 de la especificación. La Tabla 3-2 presenta los valores del producto GCpi establecidos en ASCE 7-02 (ASCE 2002), para las tres condiciones de cerramiento definidas.

**Tabla 3-2. Valores del producto GCpi de acuerdo con la Figura 6-5 del ASCE 7-02.**

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

**8) Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión externa Cp para componentes no estructurales:**

Los productos GCp usados para calcular las cargas de viento sobre los componentes no estructurales localizados sobre las fachadas y la cubierta de la edificación, son función del área efectiva a viento del componente y de su localización. Las Figuras 6-11 a 6-17 de la especificación ASCE 7-02, contienen los valores del producto GCp en función de la configuración arquitectónica, la inclinación de la cubierta y la altura de la edificación.

Típicamente, el área efectiva a viento corresponde a la superficie del edificio que contribuye con la fuerza que esta siendo considerada. Por ejemplo, en el caso de paneles de cubierta o fachada, el área efectiva a viento puede ser tomada como el área del panel. Para una ventana o puerta de vidrio sobre la fachada, el área efectiva a viento puede ser considerada como el área de la placa de vidrio. Para un elemento de fijación como un

tornillo o un punto de soldadura, el área efectiva a viento corresponde al área asegurada por el elemento. Sin embargo, un caso especial ocurre cuando los componentes están estrechamente espaciados entre si, de manera que su área tributaria es larga y angosta. Una mejor aproximación de la carga real en este caso puede ser lograda si se considera que el ancho del área efectiva del componente, no puede ser menor a una tercera parte de la longitud del área. Este incremento en el área efectiva del componente, tienen el efecto de reducir la presión de viento promedio que actúa sobre éste. A manera de ejemplo, si los tornillos de fijación de una lámina de cubierta están espaciados cada 0.152 m, y los elementos secundarios de apoyo de la lámina se encuentran cada 1.22 m, el ancho efectivo a viento del tornillo será el mayor valor entre su espaciamiento, 0.152 m, y un tercio de la longitud de la luz, 1.22/3=0.406 m, por lo que en este caso el ancho efectivo para la estimación del área efectiva a viento será de 0.406 m.

**9) Coeficiente de presión por velocidad $k_z$:**

El coeficiente de presión por velocidad define la forma en que se distribuyen las velocidades de viento con la altura sobre el nivel del terreno, dependiendo de las características de exposición de la zona donde se encuentra localizada la estructura. Los valores de los coeficientes de presión por velocidad $k_z$ se estiman por medio de la Tabla 6-3 de la especificación ASCE 7-02.

## 3.4 CONVERSIÓN DE LAS CAPACIDADES RESISTENTES A VELOCIDADES DE FALLA

La conversión de la capacidad resistente de cada componente a velocidades de viento de falla (ráfaga de 3 segundos), se realizó a través de las formulaciones cuasi-estáticas para el cálculo de presiones establecidas en las secciones 6.5.12.4.1 (correspondientes a edificaciones de alturas menores o iguales a 18.3 m) y 6.5.12.4.2 (edificaciones de alturas superiores a 18.3 m) de la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002). Estas expresiones permiten estimar las presiones de diseño debidas a viento sobre los distintos componentes de la estructura, teniendo como datos de entrada los parámetros descritos

en la sección anterior, y la velocidad de viento de diseño para la localización. Dado que en nuestro caso se necesita encontrar la velocidad de viento que produzca sobre el componente una presión equivalente a su capacidad resistente, dichas expresiones tuvieron que ser modificadas de manera que ahora la presión de viento sobre el componente fuera una variable de entrada.

Para edificaciones con alturas menores o iguales a 18.3 m (60 ft), la evaluación de las presiones de viento sobre los componentes de la edificación se realiza por medio de la Ecuación 3.2, la cual corresponde a la Ecuación 6.22 de la especificación:

$$P = q_h \left( GC_p - GC_{pi} \right) \tag{3.2}$$

donde P es la presión sobre el componente, en psf, $q_h$ es la presión por velocidad evaluada a la altura total de la edificación, en psf, y $GC_p$ y $GC_{pi}$ son los productos entre el factor de ráfaga G y los coeficientes de presión externa $C_p$ e interna $C_{pi}$, respectivamente. La presión por velocidad $q_h$ se estima por medio de la Ecuación 3.3, la cual corresponde a la Ecuación 6-15 de la especificación:

$$q_h = 0.00256 k_h k_{ht} k_d I V^2 \tag{3.3}$$

donde $k_h$ y $k_{ht}$ son los factores de presión por velocidad $k_z$ y topográfico $k_{zt}$, evaluados en la altura a la altura de la edificación, $k_d$ es el factor de direccionalidad, I es el coeficiente de importancia y V es la velocidad de viento de diseño, en mph. Sustituyendo la Ecuación 3.3 en la Ecuación 3.2 se obtiene:

$$P = 0.00256 k_h k_{ht} k_d I V^2 \left( GC_p - GC_{pi} \right) \tag{3.4}$$

Despejando en la Ecuación 3.4 a la velocidad de viento de diseño V y reemplazando la presión P por la presión que produce la falla en el componente $P_{falla}$, se obtiene la expresión para estimar la velocidad de viento de falla en ráfaga de 3 segundos $V_{falla}$ que se muestra en la Ecuación 3.5:

$$V_{falla} = \left( \frac{P_{falla}}{0.00256 k_h k_{ht} k_d I \left( GC_p \pm GC_{pi} \right)} \right)^{1/2} \tag{3.5}$$

En el caso de edificaciones con alturas mayores a 18.3 m (60 ft), la evaluación de las presiones viento sobre los componentes de la edificación se realiza por medio de la Ecuación 3.6, la cual corresponde a la Ecuación 6.23 de la especificación:

$$P = qGC_p - q_i GC_{pi} \tag{3.6}$$

La presión por velocidad q para usar junto con el producto $GC_p$ en la Ecuación 3.6, se debe tomar como $q_h$ para el caso de los componentes localizados sobre las fachadas laterales, de sotavento y sobre la cubierta, y como $q_z$ para los componentes localizados únicamente sobre la fachada de barlovento. La presión por velocidad $q_z$ corresponde a la presión por velocidad calculada a la altura particular del componente sobre el nivel del terreno. El valor de la presión por velocidad $q_i$ para usar junto con el producto $GC_{pi}$ en la Ecuación 3.6, se debe tomar como $q_h$ para el caso de edificaciones cerradas y, conservadoramente, en el caso de edificaciones parcialmente cerradas. La condición más desfavorable bajo las consideraciones anteriores, se obtiene cuando tanto q como $q_i$ toman simultáneamente el valor de $q_h$, lo cual resulta en la misma expresión obtenida en la Ecuación 3.5 para el caso de las edificaciones de baja altura (menor a 18.3 m). Por esta razón, la Ecuación 3.5 es la expresión utilizada en este trabajo para convertir la capacidad resistente de los componentes considerados, a velocidad de viento en ráfaga de 3 segundos, en todas las edificaciones consideradas, sin importar su altura.

# 4 CARACTERIZACIÓN DE EDIFICIOS INDUSTRIALES

## 4.1 INTRODUCCIÓN

Las edificaciones industriales poseen ciertas características arquitectónicas y constructivas las cuales bajo los efectos del viento, generan patrones de carga y respuesta específicos que permiten diferenciarlas de otras estructuras, como por ejemplo:

- **Livianas**. Son construcciones en las que prevalece el uso del acero estructural en el sistema principal de resistencia y de materiales ligeros y fáciles de manipular en sus componentes no estructurales. Usualmente son estructuras prefabricadas o la mayoría de sus componentes lo son.
- **Baja altura y grandes áreas en planta**. Con el fin de facilitar las labores que van a desarrollarse en su interior (movilización de personal, ubicación de equipos, zonas de trabajo y almacenaje de materiales), abarcan grandes extensiones en planta más que en altura, con algunas excepciones. Generalmente no poseen más de dos niveles (su altura total no supera los 15 m).
- **Pocas aberturas en sus fachadas**. El porcentaje de aberturas en la envoltura de la edificación (puertas, ventanas, conductos de ventilación) es escaso comparado con los que predominan en otros tipos de estructuras, como edificios de vivienda u oficinas.

A consecuencia de estas particularidades, los edificios industriales presentan grandes áreas expuestas en sus sistemas de fachadas y cubierta, las cuales se convierten en las partes más sensibles a la acción directa de viento. Este hecho fue identificado por

Mahendran (1995), quien estableció que el daño experimentado por estructuras de baja altura habitualmente se concentra en el área de la cubierta debido a que las altas presiones negativas (succión) desarrolladas en esta parte de la edificación, por lo general superan en magnitud a las presiones positivas o negativas generadas en sus fachadas laterales.

Estudios posteriores al paso de tormentas y huracanes han permitido revelar que muchos de los daños experimentados por estas edificaciones, se inician en el sistema de cubierta, y se localizan específicamente en las conexiones entre las láminas metálicas o tejas y los elementos utilizados para su apoyo. Un mecanismo de falla comúnmente encontrado, consiste en la aparición de grietas en la vecindad de los agujeros de conexión de la lámina, como resultado de la fatiga del material por la generación sostenida de ciclos de carga y descarga debido a la naturaleza fluctuante del viento. Estas grietas crecen progresivamente hasta que finalmente las altas presiones de succión provocan el desprendimiento de las láminas o tejas. Otros mecanismos de falla observados en este sistema, obedecen a las altas concentraciones de esfuerzos generadas en las vecindades de las zonas de conexión, las cuales también causan el desgarramiento de láminas de techado y el arrancamiento de los elementos de conexión (tornillos, ganchos) del elemento de apoyo secundario al cual se encuentran fijos.

Aunque la magnitud de las presiones generadas por el flujo de viento sobre las fachadas de la estructura son generalmente menores a las que pueden desarrollarse en la zona de cubierta (la diferencia aumenta con la reducción en la pendiente de la cubierta), deficiencias constructivas o en el diseño pueden ser causantes de daños severos sobre los sistemas de fachada de la edificación. Dependiendo de la dirección de donde provenga el viento, las fachadas pueden estar sometidas a condiciones de presión o succión, por lo que aquellas construidas empleando láminas metálicas se encuentran expuestas a experimentar los mismos mecanismos de falla descritos para la cubierta.

Otro tipo de falla no tan común como las dos anteriores pero que implica un escenario de daño bastante severo para la estructura, ocurre en la conexión entre las

columnas del sistema principal de resistencia y la fundación (columna-fundación). Este mecanismo de falla es característico de edificaciones livianas (sistema principal de resistencia en acero estructural, fachadas y cubierta en la lámina metálica, de uno y dos pisos) y se caracteriza por el desprendimiento de la estructura completa o parte de ella de su sistema de fundación. Dicho mecanismo es el resultado de los elevados esfuerzos de tensión y corte inducidos en la base de las columnas, por las succiones desarrolladas en la zona de cubierta y por las presiones laterales sobre las fachadas. Principalmente se presenta en las columnas localizadas en las esquinas y sobre las fachadas de la estructura, dado que en estas zonas el aumento en las presiones por la separación del flujo de viento es más crítico. Rodríguez, Pesquera y López (1990, tomado de Hurtado, 1992) encontraron este tipo de fallas en edificios industriales en Puerto Rico tras el paso del Huracán Hugo en 1989.

Un caso especial es el que constituyen los edificios prediseñados y prefabricados. Si bien estas edificaciones representan ventajas económicas para quienes se encargan de su manufactura debido a su producción en masa, también pueden presentar problemas en su desempeño ante cargas de viento cuando por motivos de economía, se construyen indiscriminadamente sin tener algún tipo de previsión adicional ante situaciones específicas como por ejemplo, cuando se localizan en sitios donde los requerimientos por viento son más exigentes, o cuando quienes se encargan de construirlos no conocen los detalles de su diseño. Estos problemas fueron identificados por Minor y Metha (1979) y descritos en detalle por Perry et al. (1990). En la actualidad, este tipo de problemas tienden a desaparecer gracias a la concientización de la industria manufacturera de estas edificaciones, quienes han "afinado" sus criterios de diseño de manera que los componentes lanzados al mercado ofrecen diferentes niveles de resistencia y poseen especificaciones técnicas mucho más completas.

La caracterización de las edificaciones industriales presentada en este capítulo se concentra en tres componentes: (1) los sistemas de fachada y cubierta construidos en lámina metálica; (2) las ventanas (y puertas) en vidrio sobre las fachadas y (3) la conexión del sistema principal de resistencia a la fundación en edificios metálicos

livianos (estructuras de uno o dos pisos con vigas y columnas en acero, fachadas y cubierta en lámina metálica). Estos componentes fueron seleccionados teniendo en cuenta reportes e investigaciones sobre daños provocados por la acción del viento sobre este tipo de edificaciones, como los presentados por los autores referidos en los párrafos anteriores.

A continuación se describe la metodología seguida en la recopilación de la información, con la que se caracterizan los componentes seleccionados e identifican las tendencias y prácticas de diseño y construcción local. Gráficas que resumen algunos de los aspectos constructivos más sobresalientes encontrados, así como comentarios generales al respecto, también se incluyen en esta parte. Seguidamente se presenta una descripción general de los sistemas encontrados con información proveniente de los planos revisados y de especificaciones de fabricantes.

## 4.2 RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN

### 4.2.1 METODOLOGÍA

La recopilación de la información se llevó a cabo mediante la revisión de planos de construcción correspondientes a varios proyectos de uso industrial localizados en diversas regiones de Puerto Rico. Estos fueron suministrados por la Agencia Reguladora de Permisos de Puerto Rico, ARPE, que es la agencia local encargada de revisar y otorgar los permisos para la ejecución de los proyectos de construcción en la Isla y cuenta con un amplio archivo de planos correspondientes a proyectos construidos desde 1960.

Con el fin de agilizar y ordenar el proceso de toma de información y facilitar su posterior interpretación, en primer lugar se definió el tipo de información que debería ser recopilada y se clasificó en los siguientes cuatro grupos: (1) Parámetros de

identificación de la estructura; (2) Diseño a viento; (3) Parámetros para estimar cargas de viento y (4) Descripción de sistemas constructivos. La Figura 4-1 presenta un esquema de la forma como se agrupó la información recopilada:

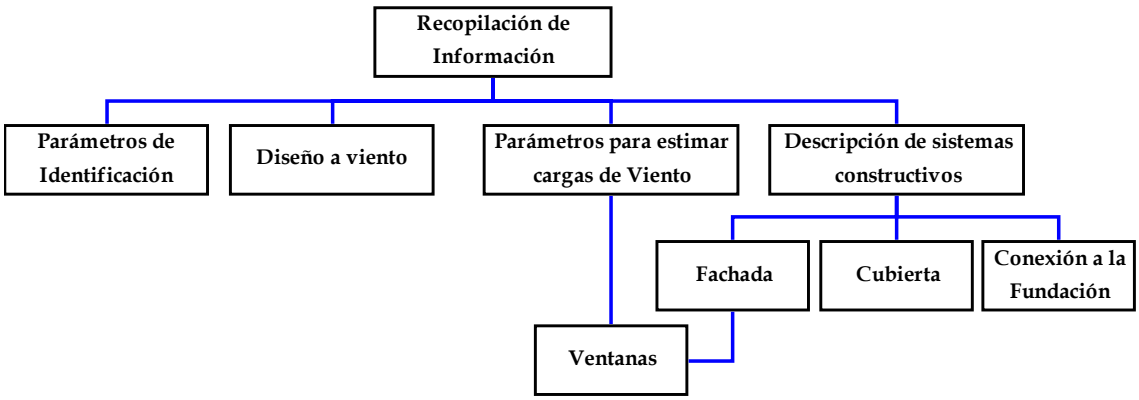



**Figura 4-1. Clasificación de la información recopilada.**

Se elaboraron copias impresas en papel y también digitales mediante fotografías a los planos suministrados, las cuales fueron posteriormente analizadas para extraer la información previamente definida. De esta manera se conformó una base de datos en una hoja electrónica de Excel con información disponible de 20 proyectos a los que corresponden un total de 620 fotografías y dos juegos de planos. Una anotación importante que debe mencionarse es que la gran mayoría de estos proyectos (17 de los 20) corresponden a proyectos construidos a partir del año 1999, debido a que la base de datos sistematizada de ARPE contiene proyectos a partir de esta fecha. El proceso de solicitación de casos anteriores a 1999 no era muy eficiente (sólo se logró conseguir un caso en dos meses) debido a lo cual se optó por trabajar solamente con la información contenida en la base de datos disponible desde el año 1999.

La información contenida en el grupo (1) Parámetros de identificación, incluye: Nombre del proyecto; Localización de la estructura por pueblo; Año de construcción; y Código de identificación dentro de la base para su manejo interno (ver Figura 4-2). Cuando la información del proyecto se obtuvo por medio de fotografías a planos, el

nombre del proyecto cuenta con un *link* que permite ver estas fotografías y clarificar algún dato cuando sea necesario. Con la información contenida en este grupo se pretende principalmente ordenar la información recopilada y suministrar datos sobre su origen, de manera que pudiera ser consultada en etapas posteriores de este proyecto o por nuevos proyectos en el futuro.

El grupo (2) Diseño a viento, contiene información relacionada con la especificación utilizada para la estimación de las cargas de diseño por viento en el proyecto y la velocidad de viento estipulada en el plano de construcción o en su defecto la establecida en la especificación (ver Figura 4-2). La información definida en este grupo permite establecer prácticas de diseño a viento que predominan y han predominado históricamente en el ámbito local.

| PARAMETROS DE IDENTIFICACION | | | | DISEÑO A VIENTO | |
|---|---|---|---|---|---|
| **Proyecto** | **Año** | **Localización** | **Id. Proyecto** | **Norma de Diseño** | **Vel. Diseño (mph)** |
| NNN | 2001 | Barceloneta | IND-BAR-01 | ASCE 7-95 | 125 |

**Figura 4-2. Información contenida en los grupos "Parámetros de identificación" y "Diseño a viento".**

En el grupo (3) Parámetros para estimar cargas de viento, se incluye: Información relacionada con las dimensiones generales de la estructura (en planta y altura); Número de pisos; Forma de cubierta; Pendiente; Altura de parapetos; Área de fachadas y descripción y porcentaje de ventanas y puertas por fachada (ver Figura 4-3). La información contenida en este grupo permitió fundamentalmente establecer tendencias arquitectónicas en este tipo de edificaciones que influyen en el desempeño de la estructura bajo la acción sostenida de vientos intensos.

PARAMETROS PARA ESTIMAR CARGAS DE VIENTO

| Cubierta | | | | | | | | Aberturas | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| # Aguas | hi (ft) | hf (ft) | hc (ft) | Lpc (ft) | Pendiente | θ (grados) | h parap (ft) | Descripcion | Tipo | b | h | cantidad | area | %Aberturas |
| 2 | 32 | 36.83 | 36.83 | NA | 0.08 | 4.76 | NE/ND | Jelousie (aluminio) | 1 | 3 | 3 | 60 | 540 | |
| | | | | | | | | Cristal | 2 | 3 | 3 | 20 | 180 | |
| | | | | | | | | Puerta cortina | 3 | 12 | 11 | 4 | 528 | |
| | | | | | | | | | | | | total | **1248** | 11.47% |
| | | | | | | | | Puerta | 1 | 3 | 8 | 4 | 96 | |
| | | | | | | | | | | | | total | **96** | 0.88% |
| | | | | | | | | | | | | | 0 | |
| | | | | | | | | | | | | total | **0** | 0.00% |
| | | | | | | | | | | | | | 0 | |
| | | | | | | | | | | | | total | **0** | 0.00% |

**Figura 4-3. Información (parcial) contenida en el grupo "Parámetros para estimar cargas de viento".**

Por último, el grupo (4) Descripción de sistemas constructivos, contiene la información sobre los sistemas de fachada, cubierta y conexión a la fundación (ver Figura 4-4). La descripción de los sistemas de fachada y cubierta incluyen básicamente el mismo tipo de información el cual está compuesto por: Tipo de sistema; Nombre del distribuidor cuando éste corresponde a algún tipo de producto comercial; Detalles geométricos (secciones transversales, dimensiones), Detalles de los materiales (espesores, resistencias, barras de refuerzo); Detalles de conexión (elementos de conexión, zona de conexión, espaciamientos, elementos secundarios de apoyo, anclajes). La descripción del sistema de conexión a la fundación establece tres tipos de columnas: (1) Esquineras; (2) Laterales y, (3) Interiores. Para cada tipo de columna se define información sobre si ésta se encuentra ubicada o no sobre un pedestal, las dimensiones del pedestal, la configuración de las barras de anclaje, los diámetros de las barras de anclaje, el tipo de barra, la resistencia del concreto de la fundación, el refuerzo de confinamiento (diámetro y espaciamiento) y especifica si la columna recibe o no carga de pisos intermedios localizados entre la cubierta y la fundación. Este grupo contiene la información necesaria para aplicar los criterios de falla con los que se constituye el escenario de daño para la estructura.

| SISTEMAS CONSTRUCTIVOS | | | | |
|---|---|---|---|---|
| FACHADA | | CUBIERTA | | |
| | | TECHADO | | SISTEMA ESTRUCTURAL |
| Sistema : | Muros en bloque de concreto reforzad | Sistema : | Panel Metalico | Perfiles Z de lamina delgada sobre vigas metalicas separacion perfiles 4' |
| Distribuidor : | ND | Referencia (Tipo) : | KIRBYRIB II | |
| Espesor (in) : | 6 | Distribuidor : | KIRBY | |
| Barra de Refuerzo : | 4 | Calibre : | 26 | |
| Separación (in) : | 16 | Grado : | 90 | |
| f´c (psi) : | ND | Altura Seccion (in): | 1.25 | |
| | | Elementos de Apoyo : | Perfiles Z | |
| Sistema : | Panel Metalico | Seccion : | ND | |
| Referencia (Tipo) : | KIRBYWALL | Distancia entre Apoyos (ft): | 3; 4 | |
| Distribuidor : | KIRBY | Conexión valle / cresta : | Valle | |
| Calibre : | 26 | Tornillos de Conexión Borde Lateral: | ø14x7/8 SDS | |
| Grado : | 90 | Diametro (in) : | | |
| Altura Seccion (in): | 1.25 | Arandelas : | ND | |
| Elementos de Apoyo : | Perfiles Z | Separación (in): | 12 | |
| Seccion : | ND | Tornillos de Conexión Borde Frontal: | ø12x1 1/4 SDS | |
| Distancia entre Apoyos (ft): | 3; 4 | Diametro (in) : | | |
| Conexión valle / cresta : | Valle | Arandelas : | ND | |
| Tornillos de Conexión Borde Lateral: | ø14x7/8 SDS | Separación (in): | 4 | |
| Diametro (in) : | | Tornillos de Conexión apoyos interiores : | ø12x1 1/4 SDS | |
| Arandelas : | ND | Diametro (in) : | ND | |
| Separación (in): | 12 | Arandelas : | ND | |
| Tornillos de Conexión Borde Frontal: | ø12x1 1/4 SDS | Separación (in): | 12 | |
| Diametro (in) : | | | | |
| Arandelas : | ND | | | |
| Separación (in): | 4 | | | |
| Tornillos de Conexión apoyos interiores : | ø12x1 1/4 SDS | | | |
| Diametro (in) : | ND | | | |
| Arandelas : | ND | | | |
| Separación (in): | 12 | | | |

**Figura 4-4. Información (parcial) contenida en el grupo "Descripción de sistemas constructivos".**

La información consignada en la base de datos se anexa en un CD en el Apéndice A, el cual contiene un libro de Excel con el nombre "Base de datos edificios industriales PR 2005". Este archivo a su vez está compuesto por cinco hojas electrónicas en las que se consignan: (1) La base de datos con la información clasificada de acuerdo con los cuatro grupos definidos anteriormente; (2) Tablas y gráficas que identifican prácticas de diseño y construcción; (3) Localización de la edificación por pueblo; (4) Identificación de estructuras típicas encontradas y (5) Clasificación de las estructuras típicas encontradas.

### 4.2.2 RESULTADOS OBTENIDOS

Con el propósito de identificar fácilmente las tendencias existentes en la información recopilada, en el apéndice B se muestran gráficos de barras que representan la frecuencia de ocurrencia de las características constructivas evaluadas dentro de la población estudiada. Las Figuras B-1 a B-7 contienen las características constructivas de los sistemas de cubierta encontradas en los planos. Algunas observaciones que pueden hacerse en base a la información contenida en estas figuras, son las siguientes:

- Predominan los sistemas de cubierta livianos que emplean láminas metálicas como material principal (Figura B-1). En una proporción mucho menor se encontraron sistemas de cubierta que emplean losas de concreto y sistemas combinados como el *Steel Deck*.
- En la Figura B-2 se aprecia que el tipo de lámina metálica más encontrada en el sistema de cubierta corresponde a una forma denominada comúnmente como tipo B (*Wide Rib*), la cual junto con las tipo A (*Narrow Rib*) y tipo F (*Intermediate Rib*), conforman un grupo de geometrías tradicionalmente empleadas en esta clase de aplicaciones. En segundo lugar se encuentran secciones que se han denominado en este trabajo como "No Convencionales", ya que presentan características geométricas que varían fundamentalmente dependiendo de quienes se encargan de su manufactura. Una descripción detallada de ambos tipos de láminas será presentada en la siguiente sección. La Figura 4-5 muestra un esquema de estas configuraciones.

**Figura 4-5. A la izquierda se muestra la lámina tipo B (Especificación SDI). A la derecha un ejemplo de una geometría no convencional encontrada.**

- Los espaciamientos encontrados entre los elementos que sirven de apoyo para estas láminas oscilan principalmente entre 0.91 m (3 ft) y 1.52 m (5 ft), siendo 1.24 m (4 ft) el espaciamiento más común (Ver Figura B-3). Como dato adicional, el espaciamiento máximo permitido por la Compañía de Fomento Industrial de Puerto Rico en sus edificaciones después del Huracán Hugo (1998) se redujo de 2.29 m (7.5 ft) a 1.52 m (5 ft) (Figueroa 1996).
- Como elementos secundarios de apoyo para las láminas de cubierta, se encontraron en porcentajes comparables tanto las viguetas metálicas de alma abierta como los perfiles de lámina delgada de sección Z o C (Ver Figura B-4). Las viguetas metálicas de alma abierta se usan como una alternativa económica al uso de viguetas de alma llena cuando se necesitan cubrir grandes luces. También se encontró en una menor

proporción el uso de perfiles W, aunque se debe mencionar que su utilización se dio solamente en los sistemas de cubierta construidos en losa de concreto.

- La geometría esencialmente trapezoidal que predomina en las secciones encontradas para los sistemas de cubierta, admiten conexiones en las partes superiores de la lámina (crestas) o en las partes inferiores (valles) (ver Figura 4-6). Para los sistemas de cubierta revisados sólo se encontraron conexiones en los valles, aunque en una buena cantidad de los casos observados (30%) no se especificaba el lugar de la conexión (ver Figura B-5).

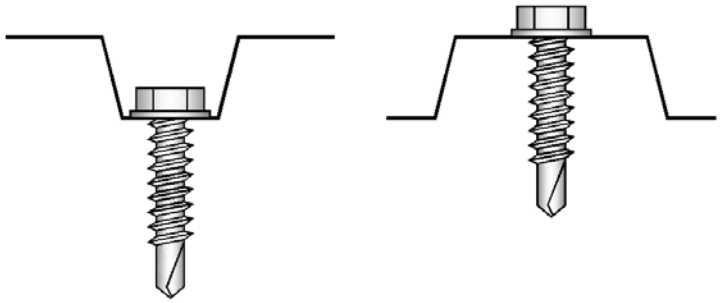


**Figura 4-6. Conexiones de las láminas metálicas en valles (izquierda) y en crestas (derecha).**

- La Figura B-6 muestra los tipos de elementos empleados en la fijación de las láminas metálicas de cubierta a los elementos secundarios de apoyo. Se pudo apreciar la práctica de utilizar tornillos con distintos diámetros y espaciamientos dependiendo de la zona de la cubierta en donde se realiza la conexión. Tornillos especificados como N10, N12 y N14 son los más comúnmente empleados. En cerca del 40% de los planos revisados, estos elementos no estaban especificados.
- La Figura B-7 muestra los espaciamientos entre los tornillos de fijación de las láminas según la zona de la cubierta. De acuerdo con la zona: lateral, frontal o interior (ver Figura 4-7), el patrón de espaciamiento más común fue el 12-6-12 (por sus dimensiones en pulgadas) que significa que los tornillos están colocados cada 0.305 m (12 in) en la zona lateral, 0.152 m (6 in) en la zona frontal y 0.305 m (12 in) en la zona interior. Otros patrones de espaciamiento vistos fueron 6-6-6, 6-6-12 y 12-4-12. El patrón 12-4-12 corresponde a una lámina de geometría no convencional en la que

había presencia de valles cada 0.102 m (4 in). En el 30% de los casos, estos espaciamientos no se encontraron especificados en los planos.

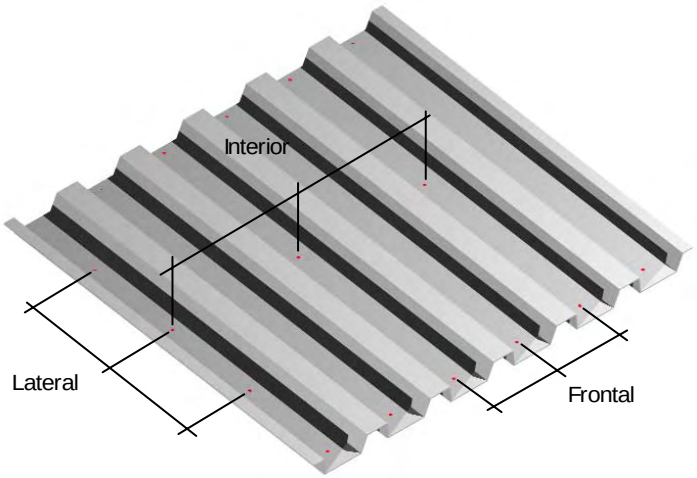



**Figura 4-7. Patrones de espaciamiento entre tornillos de fijación según la zona de la cubierta.**

De manera similar, las Figuras B-8 a B-21 resumen las características constructivas de los sistemas de fachada que fueron encontradas en los planos. A continuación se presentan observaciones en base a la información contenida en estas figuras.

- En los sistemas de fachada no se encontró una preferencia por el empleo de un sistema constructivo específico. Sistemas que utilizan materiales pesados como el concreto y livianos como láminas metálicas fueron encontrados en proporciones similares, aunque con una ligera ventaja por parte de los sistemas en lámina metálica, como se puede apreciar en la Figura B-8. También se encontraron casos (15%) en los que se combinan en altura sistemas de fachada pesados y livianos, donde los sistemas livianos se emplean en las partes superiores de la estructura.
- Desafortunadamente en muchos de los casos estudiados, los tipos de lámina metálica utilizados en los sistemas livianos de fachada no se encontraban especificados (30%), como se muestra en la Figura B-9. En los casos en que se pudo establecer el tipo de lámina (20%), se encontró que correspondían a sistemas de geometría no

convencional. Los casos restantes (50%), no aplican al análisis de tipo de lámina debido a que corresponden a sistemas de fachada en muros de concreto, bloques de mampostería o paneles prefabricados.

- De acuerdo con la Figura B-10, los espaciamientos encontrados entre los elementos secundarios de apoyo para las láminas metálicas de fachada, oscilan entre 0.91 m (3 ft) y 1.52 m (5 ft), siendo 1.24 m (4 ft) el espaciamiento más común. En ningún caso se encontró un espaciamiento superior a 1.52 m (5 ft). En el 10% de los casos, este espaciamiento no se encontró especificado en los planos.
- Como elementos secundarios de apoyo para las láminas de fachada, se encontraron esencialmente perfiles de lámina delgada de sección Z o C (Ver Figura B-11). Se encontró un solo caso en que las columnas del sistema principal de resistencia eran utilizadas directamente como elemento de apoyo de las láminas.
- En la Figura B-12 se aprecia como al igual que en los sistemas de cubierta, las láminas metálicas de fachada son conectadas en los valles. Para las fachadas, aproximadamente la mitad de los casos que usan este sistema (20%), no especificaban el lugar de la conexión.
- La información encontrada referente al tipo y espaciamiento de los elementos utilizados en la fijación de las láminas metálicas de fachada fue bastante escasa como se aprecia en las Figuras B-13 y B-14. En solo un caso de los 20 estudiados se encontraron especificados en los planos estos elementos y corresponden a tornillos N12 y N14, similares a los especificados para las cubiertas y con un patrón de espaciamiento 12-4-12 (0.152 m (12 in) en la zona lateral, 0.102 m (4 in) en la zona frontal y 0.152 m (12 in) en la zona interior), de acuerdo con la Figura 4-7.

Las Figuras B-15 a B-22 hacen referencia a características geométricas generales de la estructura que son utilizadas para la estimación de las cargas de viento, así como a información relacionada con el porcentaje y tipo de ventanas y puertas en fachadas y a detalles de la conexión columna-fundación.

- La Figura B-15 muestra los rangos de altura media de cubierta (de acuerdo con ASCE 7-02, Sección 6.2) predominantes en los casos estudiados. Se puede apreciar que el

rango de alturas más frecuente está entre los 7.6 m (25 ft) y 9.1 m (30 ft) con un 35% de los casos. De acuerdo con la información contenida en la base de datos, este grupo está conformado únicamente por edificaciones de dos pisos. Le sigue con un 20% de los casos el rango entre 4.6 m (15 ft) y 6.1 m (20 ft), al cual pertenecen exclusivamente edificaciones de un solo piso. También con un 20% está el rango de alturas entre 10.7 m (35 ft) y 12.2 m (40 ft), compuesto indistintamente por estructuras de uno y dos niveles. Se encontró una sola estructura con una altura superior a los 18.3 m (60 ft).

- En la Figura B-16 se aprecia como estas edificaciones se caracterizan por poseer uno o ningún nivel intermedio entre el piso inferior y la cubierta. Se encontró que el 40% de los casos revisados presentan un solo piso y el 50% presentan dos pisos. Sólo se identificaron dos casos correspondientes a estructuras de más de dos pisos.
- En lo que respecta a la inclinación de la cubierta, se observa en la Figura B-17 la tendencia a utilizar pendientes bajas con inclinaciones que no superan los 7 grados. Ésta es una práctica que facilita los procesos de construcción de los sistemas de cubierta, pero que a su vez demanda el uso de materiales más resistentes ante las elevadas succiones que pueden llegar a desarrollarse en estas zonas, como consecuencia de la poca inclinación.
- Se encontraron formas de cubierta sencillas, con uno o a lo sumo dos superficies de distinta inclinación (ver Figura B-18). Este tipo de formas se encuentran ampliamente documentadas en las especificaciones de diseño a viento. Se encontró un caso de una cubierta con forma curva que empleaba una lámina metálica autoportante, esto es, un mecanismo que combina en la misma lámina, el sistema estructural de apoyo y la función de aislamiento del interior de la estructura de las condiciones ambientales externas.
- La Figura B-19 presenta la clasificación del cerramiento de la estructura considerando la ausencia o la falla de los materiales empleados en la construcción de puertas y ventanas en las fachadas de la edificación o que estos son materiales no resistentes a impactos, de manera que en algún momento pueden llegar a permitir el flujo de aire a través de la estructura. La consideración anterior representa una condición crítica de la edificación y se estableció con el propósito de visualizar la influencia del porcentaje aberturas en las fachadas de la estructura sobre la magnitud de las cargas

generadas por el viento. Los resultados muestran que estas edificaciones bajo la consideración anterior, califican como estructuras cerradas o presentan como máximo una fachada parcialmente cerrada, de acuerdo con las definiciones de ASCE 7-02, Sección 6.2.

- La Figura B-20 muestra las tendencias de los materiales empleados en la construcción de puertas y ventanas en las fachadas. Predominan las edificaciones que emplean ventanas y puertas esencialmente en aluminio con un 50% de los casos vistos. A este grupo pertenecen las ventanas en persiana (*Jaluosie*) y las puertas deslizantes. En un 35% de los casos se encontró el uso en proporciones semejantes de aluminio y cristal. Tan solo en un caso se encontró el uso de vidrio solamente como material de puertas y ventanas. En el 10% de los casos no fue posible identificar esta información.
- En cuanto a la conexión columna-fundación de los edificios industriales con estructura principal en acero, las Figuras B-21 y B22 muestran la información obtenida sobre los sistemas empleados y los elementos de anclaje utilizados, respectivamente. Aunque la información disponible fue escasa (en 50% de los casos no se encontró especificado en los planos), la práctica de realizar la conexión de la columna utilizando un pedestal de concreto fue la más común con un 30%. La opción de apoyar directamente la columna sobre la zapata o losa de fundación se encontró en un 10% de los casos estudiados. En lo referente al tipo de anclaje, el empleo del sistema de barras con gancho prevalece en un 30% de los casos. En 10% de los casos se encontró especificado el uso de barras con tuerca. La Figura 4-8 presenta un esquema de los sistemas de apoyo de la columna en la fundación encontrados en los planos.

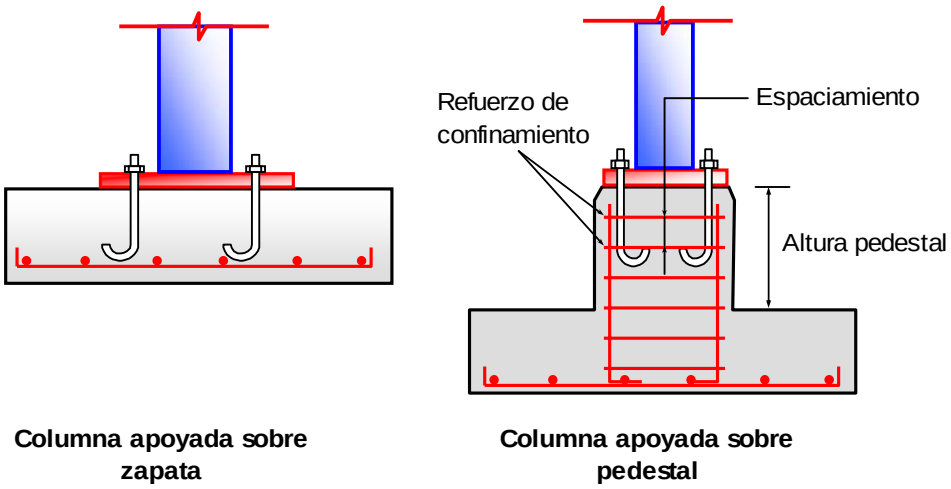



**Figura 4-8. Sistemas de apoyo de la columna en la fundación.**

Por último, las Figuras B-23 a B-25 contienen información relacionada con las prácticas de diseño a viento que pudieron ser encontradas en los planos revisados. Ésta incluye el año de construcción, la especificación para diseño a viento y la velocidad de viento usada en el diseño. A continuación se presentan algunos comentarios referentes a la información contenida en estas figuras:

- Como se mencionó en la Sección 4.2.1, la gran mayoría de las edificaciones estudiadas corresponden a proyectos construidos entre los años 1999 hasta 2004. Los intervalos de tiempo establecidos en la Figura B-23, están delimitados por los años en que se han producido cambios en los requerimientos de diseño de estructuras exigidos para Puerto Rico.
- La Figura B-24 muestra las especificaciones de diseño a viento identificadas en los planos. En un poco menos de la mitad de los casos (40%) esta información no se encontraba disponible o definida. Para el grupo de edificaciones construidas después de 1999, se aprecia como los diseñadores siguen las especificaciones de la ASCE y UBC, según lo especificado en el Código de Construcción de Puerto Rico (ARPE 1999). Dos casos construidos antes de 1999, siguen las especificaciones establecidas en la enmienda al Reglamento 7 de 1987. En la edificación más antigua que pudo

obtenerse (1968, ver base de datos), no fue posible establecer la especificación o la velocidad de viento de diseño.

- En la Figura B-25 se observa como la velocidad de viento de diseño que prevalece en los casos construidos después de 1999 es de 125 mph (ráfaga de 3 segundos) que corresponde a la estipulada en la especificación ASCE 7-95 (ASCE 1995). En este grupo de estructuras se encontraron igualmente velocidades de diseño de 95 mph y 110 mph (milla rápida) las cuales corresponden a la especificación UBC-97 (UBC 1997). En un solo caso se encontró el uso de la velocidad de diseño de 145 mph (ráfaga de 3 segundos) que se establece en ASCE 7-98 (ASCE 1998). También se encontró un caso en el que se establecía una velocidad de viento de diseño mayor a las definidas en todas las especificaciones vistas (150 mph, ráfaga de 3 segundos) para ser usada junto con la provisión ASCE 7-95.

Como una observación adicional que no se incluye de manera gráfica, pero que puede ser apreciada en la base de datos contenida en el CD que se anexa, está el hecho de que casi la totalidad de los sistemas de resistencia principal encontrados (19 de los 20) corresponden a sistemas de vigas y columnas metálicas de acero estructural. Se encontró un solo caso en que el sistema de resistencia principal de la estructura estaba constituido por bloques de concreto reforzado.

Con el objetivo de simplificar el manejo de la información recopilada, se definieron tipos de edificaciones mediante la identificación de las prácticas comunes existentes entre cada uno de los casos estudiados. De esta manera, las edificaciones fueron clasificadas en siete grupos distintos que resumen las tendencias constructivas encontradas para los sistemas de cubierta, fachada, conexión a la fundación, así como algunas características generales de su geometría. En la Tabla 4-1 se presentan los parámetros que identifican a los siete grupos de edificaciones establecidos.

**Tabla 4-1. Clasificación de las estructuras encontradas.**

| | Tipo I | Tipo II | Tipo III | Tipo IV | Tipo V | Tipo VI | Tipo VII |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Cubierta** | | | | | | | |
| **Sistema** | Losa en concreto | Lámina metálica | Lámina metálica | Lámina metálica | Lámina metálica | Lámina metálica | Lámina metálica |
| **Tipo lámina** | NA | B / NC | B | A / NC | B | B | B |
| **Elemento secundario apoyo** | NA | Perfiles Z/C | VMAA | Perfiles Z/C | VMAA | VMAA / Perfiles Z/C | VMAA |
| **Espaciamiento (m)** | NA | 1.219 (4') | 1.524 (5') | 1.219(4') - 1.524(5') | 1.219(4') - 1.524(5') | 1.219(4') - 1.524(5') | 0.914(3') - 1.524(5') |
| **Zona conexión** | NA | Valle | Valle | Valle | Valle | Valle | Valle |
| **Elemento de conexión** | NA | N10-N12 / NE/ND | N10-N12 / NE/ND | N12-N14 / NE/ND | N10-N12 / NE/ND | N10-N12 | N12-N14 |
| **Patrón de conexión L/F/I** | NA | 12-6-12 / NE/ND | 12-6-12 / NE/ND | 12-4-12 / NE/ND | 12-6-12 / NE/ND | 12-6-12 | 12-6-12 |
| **Fachada** | | | | | | | |
| **Sistema** | Concreto Reforzado | Lámina metálica | Lámina metálica | Bloque conc. + lámina | Paneles prefabricados | Bloque concreto | Concreto reforzado |
| **Tipo lámina** | NA | NC | NE/ND | NE/ND | NA | NA | NA |
| **Elemento secundario apoyo** | NA | Perfiles Z/C | Perfiles Z/C | Perfiles Z/C | NA | NA | NA |
| **Espaciamiento (m)** | NA | 0.914(3') - 1.524(5') | 1.219 (4') | 0.914(3') - 1.524(5') | NA | NA | NA |
| **Zona conexión** | NA | Valle | Valle | Valle | NA | NA | NA |
| **Elemento de conexión** | NA | NE/ND | NE/ND | N12-N14 / NE/ND | NA | NA | NA |
| **Patrón de conexión L/F/I** | NA | NE/ND | NE/ND | 12-4-12 / NE/ND | NA | NA | NA |
| **Fundación** | | | | | | | |
| **Columna Sobre** | Pedestal / Losa | Pedestal | Pedestal / Losa | NE/ND | NE/ND | Pedestal | NE/ND |
| **Barra de anclaje** | Gancho / Tuerca | Gancho | Gancho / Tuerca | NE/ND | NE/ND | Gancho | NE/ND |
| **General** | | | | | | | |
| **Altura media cubierta (m)** | 7.6(25') - 9.1(30') | 4.6(15') - 9.1(30') | 10.7(35') - 12.2(40') | 9.1(30') - 10.7(35') | 7.6(25') - 9.1(30') | 4.6(15') - 6.1(20') | 7.6(25') - 9.1(30') |
| **Número de pisos** | 1 | 1 | 2 | 2 | 1 / 2 | 1 | 2 |
| **Forma cubierta** | 2 | 2 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 |
| **Inclinación (gra)** | <7 | <7 | <7 | <7 | <7 | <7 | <7 |
| **Clasificación cerramiento*** | PC | PC | C | C | C | C / PC | C |

NE/ND: No especificado/No disponible.
NA: No aplica.
C/PC: Cerrada / Parcialmente cerrada.
VMAA: Vigueta metálica de alma abierta.
NC: No convencional.
Patrón de conexión L/F/I: Lateral/Frontal/Interior.
* Clasificación considerando ventanas y puertas no resistentes a impactos y de acuerdo con los criterios de ASCE 7-02, Sección 6-2.

El tipo I se caracteriza fundamentalmente por que reúne a las estructuras que utilizan concreto en sus sistemas de fachada y cubierta. Los tipos II y III se caracterizan por utilizar sistemas livianos de fachada y cubierta en lámina metálica y se diferencian entre si, esencialmente por el tipo de elemento secundario de apoyo utilizado en cubierta y por la altura media y la forma de la cubierta. El tipo IV corresponde a un tipo de edificación que combina en su sistema de fachada materiales livianos y pesados. Las estructuras pertenecientes al tipo IV comúnmente poseen más de un piso y utilizan materiales pesados como el concreto o la mampostería en las fachadas del primer nivel y láminas metálicas en el piso o pisos superiores. Los tipos V, VI y VII se distinguen principalmente por poseer sistemas de cubierta livianos en lámina metálica y el uso de materiales pesados en sus fachadas, entre los que se encuentran los paneles de concreto prefabricados (Tipo V), los bloques de concreto estructural reforzados (Tipo VI) y el concreto reforzado (Tipo VII).

Después de observar la información obtenida para los sistemas constructivos evaluados, se presentan enseguida algunos comentarios generales para los resultados en conjunto:

- Los sistemas de cubierta muestran una preferencia por el uso de sistemas ligeros como las láminas metálicas. El empleo de este tipo de sistemas presenta ventajas como la facilidad de instalación y la reducción de carga sobre la estructura, lo que se traduce en ahorro en los tiempos y costos de construcción. Además permiten disponer de espacios interiores más amplios debido a que las cargas gravitatorias se puede transmitir a la fundación a través de un menor número de elementos. En los sistemas de fachada por el contrario, no se aprecia una práctica predominante en cuanto a los materiales empleados para conformar el cerramiento lateral de la estructura. Aunque para el sistema de fachada el empleo de materiales livianos puede representar las mismas ventajas constructivas y económicas que en el caso de las cubiertas, la utilización de este tipo de materiales en ambos sistemas resulta en la aparición de modos de daño como los descritos en la parte inicial de este capitulo, los cuales ponen en riesgo la integridad de la estructura y su contenido.

- Las edificaciones encontradas en la muestra corroboran la práctica generalizada de ser estructuras de baja altura (la altura media de cubierta promedio no supera los 10m (30ft)). Generalmente no presentan más de dos niveles, aunque también se pudo identificar que no existe una relación directa entre la cantidad de niveles y la altura de la edificación.
- Los resultados indican el bajo porcentaje de puertas y ventanas que caracterizan a estas edificaciones (el porcentaje de aberturas promedio por fachada no supera el 10%). Ante una eventual falla de estos componentes, la condición de cerramiento de la estructura permanece cerrada o como máximo presenta una fachada parcialmente cerrada. Desde el punto de vista teórico, esta condición favorece el desempeño a viento de la estructura al no incrementar las presiones netas sobre los componentes de la edificación como resultado del cambio en las presiones internas.

## 4.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y COMPONENTES

En esta sección se presenta una descripción detallada del sistema principal de resistencia y de los componentes no estructurales identificados en las edificaciones industriales estudiadas, y que corresponden a los tres componentes críticos que definen el alcance en la estimación de daño establecido en el presente trabajo: (1) los sistemas de fachada y cubierta construidos en lámina metálica; (2) las ventanas (y puertas) en vidrio sobre fachadas y (3) la conexión del sistema principal de resistencia a la fundación en edificios metálicos livianos (estructuras de entre uno y dos pisos, vigas y columnas en acero estructural y fachadas y cubierta en lámina metálica).

Inicialmente, se realiza una descripción general del sistema estructural que caracteriza a los edificios industriales estudiados y se explica brevemente como éste define su desempeño ante cargas generadas por la acción directa de viento.

### 4.3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA

El sistema principal de resistencia está conformado por pórticos de acero estructural, cuyos miembros típicamente corresponden a perfiles laminados de sección estándar W (en pórticos de múltiples luces) o a secciones armadas de altura y espesor variable en su longitud (en pórticos de una luz). Esta última práctica tiene una gran aceptación ya que permite reducir la cantidad de acero estructural utilizada en el sistema principal, lo que se traduce a su vez en una reducción de la carga permanente transferida a la fundación, resultando finalmente en un ahorro económico en ambos sistemas. Estos pórticos resistentes a momentos son los que suministran la resistencia de la estructura ante cargas gravitatorias y cargas laterales. En pórticos de una luz, las fuerzas laterales normales al sentido del caballete (en cubiertas a dos aguas) son resistidas de manera directa por los pórticos, mientras que en el sentido perpendicular, las cargas son soportadas por la acción de los pórticos contiguos mediante un diafragma, o a través de elementos de arrriostramiento ubicados en los planos de las cubiertas y fachadas. La Figura 4-9 muestra el sistema principal de resistencia correspondiente a un pórtico de una luz y la localización de los elementos de arriostramiento.

Las columnas metálicas de los pórticos se apoyan directamente sobre zapatas aisladas de concreto reforzado, las cuales en la mayoría de los casos observados, cuentan con un pedestal de unos 1.5 m de altura en promedio, que hace parte integrante de la misma zapata. La base de la columna se conecta a una platina de acero (típicamente por medio de soldadura) con el fin de distribuir la carga aplicada y se fijan al concreto mediante barras de acero las cuales suministran el anclaje de la columna a la fundación.

El sistema estructural secundario que sirve de apoyo a los sistemas metálicos de fachada y cubierta esta compuesto típicamente por perfiles de lámina delgada doblados en frío (*Cold-formed*) de sección C o Z (ver Figura 4-9). Estos se encuentran a su vez conectados al sistema principal de resistencia y contribuyen a la estabilidad de los pórticos ante cargas fuera de su plano. En los sistemas de cubierta también es común encontrar el uso de viguetas metálicas de alma abierta (*Open web joist*).

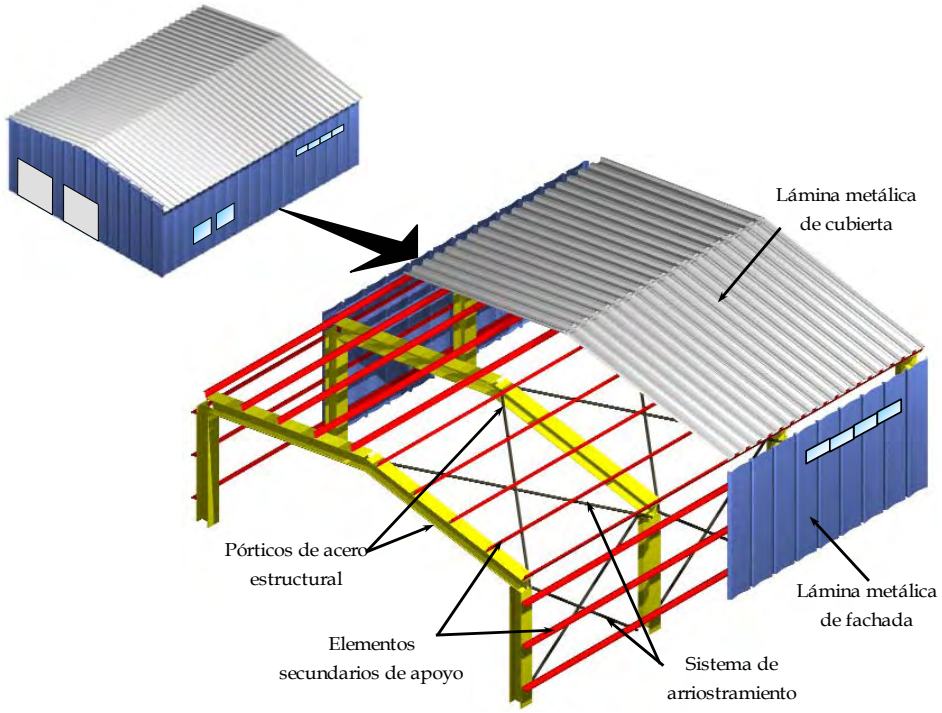



**Figura 4-9. Descripción general del sistema estructural principal (pórticos de una luz), sistemas secundarios y componentes en edificios industriales.**

Bajo la acción directa del viento, las vigas de cubierta se encuentran sometidas esencialmente a cargas de succión, cuyas magnitudes son máximas en la vecindad a la unión entre la cubierta y la fachada de barlovento, y van decreciendo en la zonas que se encuentran más alejadas de este punto en la dirección paralela al viento (ver Figura 4-10). Estas cargas de succión sobre las vigas ahora en forma de fuerzas cortantes, se convierten en fuerzas de tracción para las columnas de los pórticos del sistema principal de resistencia, las cuales pueden llegar a superar a las cargas gravitatorias debidas básicamente al peso de la estructura, ocasionado que sobre la conexión columna-fundación resulten esfuerzos de tensión. Esta es una condición de diseño bastante común en este tipo de edificaciones, debido a sus particularidades geométricas y constructivas. Rodríguez, Pesquera y López (1990, tomado de Hurtado 1992) encontraron fallas en edificios industriales en Puerto Rico tras el paso del Huracán Hugo en 1989, relacionadas con los esfuerzos de tracción y corte desarrollados en las conexiones entre la columna y su sistema de fundación.

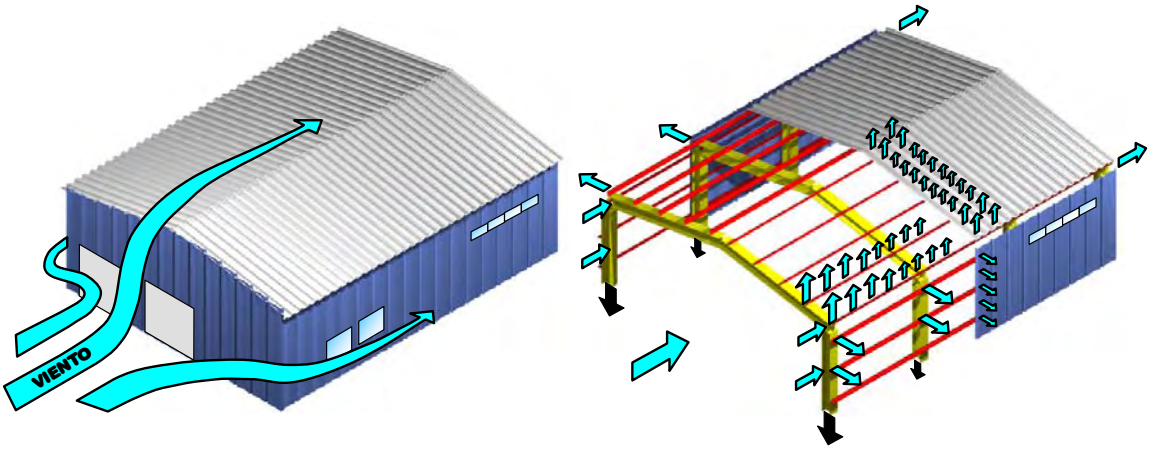



**Figura 4-10. Efectos generados por el viento sobre los sistemas estructurales estudiados.**

Los sistemas de fachada y cubierta son las partes de la estructura que reciben directamente los efectos del viento y los transmiten al sistema principal de resistencia. A este grupo pertenecen las láminas metálicas de fachada y cubierta, puertas, ventanas, los elementos secundarios de apoyo y los elementos de fijación. En la actualidad las especificaciones establecen que estos componentes de la estructura se deben diseñar para cargas de presión y/o succión, que dependen del área aferente y de su posición en la geometría de la edificación.

La interacción entre los sistemas anteriormente descritos puede ser representada esquemáticamente como se muestra en la Figura 4-11. Tres niveles pueden definirse según la forma en que se transmiten las cargas de viento a través de la estructura. En el nivel más externo se encuentran los sistemas de fachada y cubierta, los cuales reciben de manera directa los efectos causados por el viento y al mismo tiempo constituyen la barrera que protege al contenido de la edificación. En un nivel intermedio están los elementos secundarios de apoyo, que brindan soporte a los sistemas de fachada y cubierta y transmiten las presiones de viento a la estructura principal. Por último, en el nivel interior se encuentran el sistema principal de resistencia y la fundación, encargados de garantizar la integridad estructural general de la edificación. Estos tres grupos de sistemas estructurales interactúan entre si gracias a la transferencia de carga

que garantizan los elementos de conexión, y quienes son en últimas los que se encargan de permitir el comportamiento de la estructura como una unidad. En los sistemas estudiados, los elementos de conexión entre los tres niveles definidos están representados usualmente por medio de tornillos, ganchos o soldadura. La conexión entre el sistema principal de resistencia y la fundación, involucra un mecanismo compuesto por platinas de acero y barras de anclaje que será descrito en detalle más adelante.

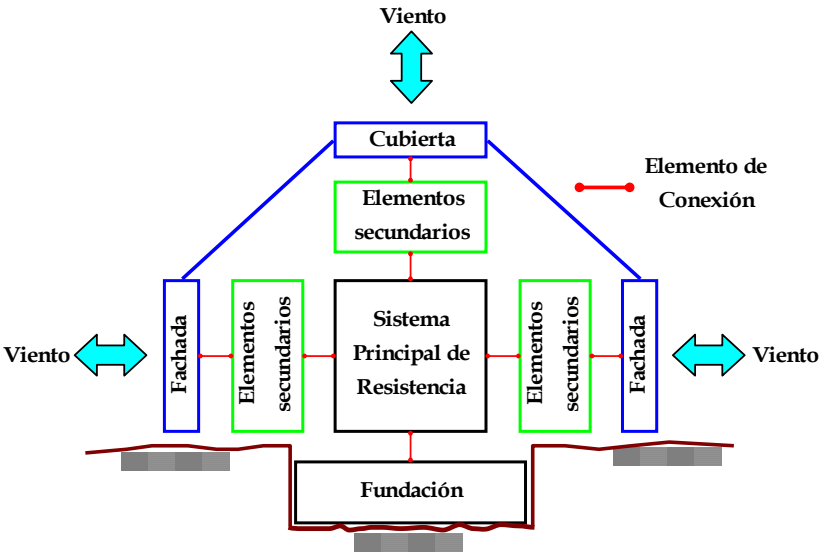



**Figura 4-11. Representación esquemática de la interacción entre los sistemas estructurales estudiados.**

Daños en cualquiera de los niveles o elementos de conexión anteriormente descritos bajo los efectos de una tormenta o un huracán, pueden acarrear pérdidas económicas significativas no sólo en los sistemas estructurales directamente involucrados, sino también en el contenido de la edificación. A diferencia de lo que podría ocurrir en el caso de un evento sísmico, el daño de los componentes que conforman los niveles exterior e intermedio, implica directamente la exposición de su contenido a un entorno de lluvia y viento, y provoca cambios en la condición de carga de la estructura que pueden llegar a ocasionar el colapso. Esta es una consideración importante a tener en cuenta en el diseño, desarrollo o empleo de nuevos sistemas no estructurales que

emplean materiales livianos, en regiones vulnerables a eventos relacionados con vientos intensos.

### 4.3.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE VENTANAS EN VIDRIO

La información contenida en los planos revisados mostró que el uso de vidrio como material principal en la construcción de ventanas (y puertas), se presenta esencialmente en edificaciones con fachadas construidas total o parcialmente con materiales pesados como el concreto o los bloques de mampostería. Esto se debe en gran parte a la relativa facilidad y solidez que ofrecen estos materiales, para realizar la fijación de las ventanas en vidrio a las fachadas. En el caso de las fachadas en lámina metálica, la fijación de los sistemas de ventanas en vidrio requiere de la instalación de elementos secundarios de apoyo adicionales, lo que resulta en un incremento en el costo de construcción de este componente. Los sistemas de ventanas en vidrio encontrados se componen esencialmente de tres elementos: (1) Placa de vidrio; (2) marco metálico de soporte y (3) elementos de fijación del marco. En la Figura 4-12 se indica de manera esquemática el ensamblaje de estos tres componentes.

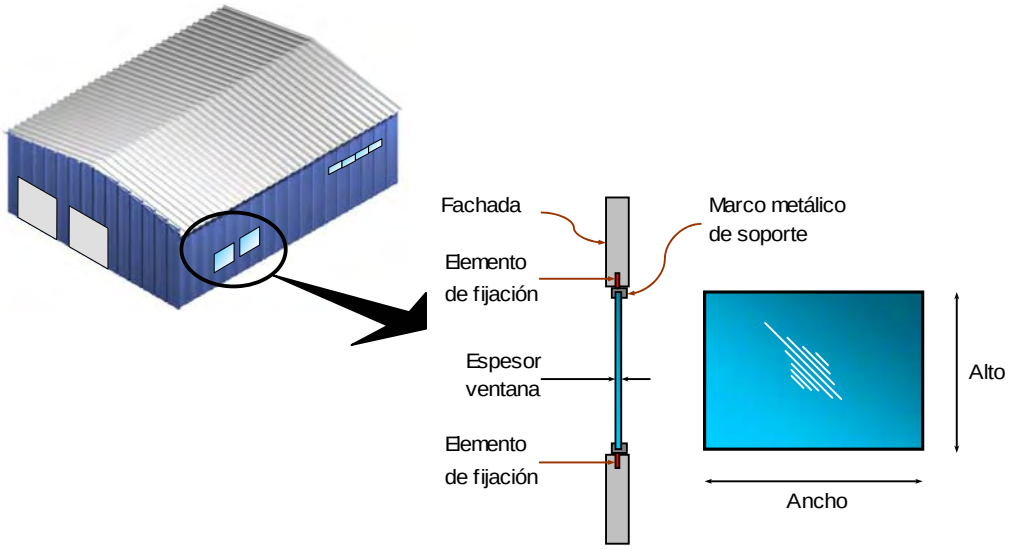



**Figura 4-12. Componentes del sistema de ventanas en vidrio**

Las placas de vidrio se identifican principalmente por sus dimensiones, espesor y el tipo de vidrio empleado. A pesar de que no fue posible determinar una medida predominante debido a la gran variedad de dimensiones encontradas para las láminas de vidrio, si fue posible evidenciar que el espesor característico para este elemento es de 6.35 mm (1/4 in). El tipo de vidrio se define por el nombre del proceso químico mediante el cual se obtiene el cristal. Vidrios templados (*tempered*) fueron los más comúnmente especificados en las ventanas de vidrio encontradas.

El marco metálico de soporte es el dispositivo encargado de sujetar la placa de vidrio en sus bordes y de mantenerla en su posición bajo las condiciones de uso normal, o bajo condiciones externas como las causadas por la acción del viento. Dependiendo del tipo de ventana o de su mantenimiento, la lámina de vidrio puede pasar de tener desde un sólo borde soportado hasta sus cuatro bordes completamente soportados, lo que define en gran parte su desempeño ante las presiones generadas por viento.

Como elementos de fijación del marco metálico de soporte, se emplean tornillos espaciados a lo largo del perímetro de la ventana y que se encuentran embebidos en las fachadas de concreto o bloque.

### 4.3.3 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE FACHADA Y CUBIERTA EN LÁMINA METÁLICA

Básicamente el sistema está conformado por tres componentes: (1) la lámina o panel metálico usado como fachada o cubierta; (2) los elementos secundarios de apoyo y (3) los elementos fijación. En algunos casos también se encontró el uso de sistemas de aislamiento térmico que emplean fibra de vidrio. Los posibles efectos que estos sistemas de aislamiento puedan tener sobre la capacidad resistente de las láminas no serán considerados en el presente trabajo. Las láminas metálicas se apoyan directamente sobre los elementos secundarios de apoyo y se sujetan a éstos mediante los elementos de fijación, tal como se muestra en la Figura 4-13.

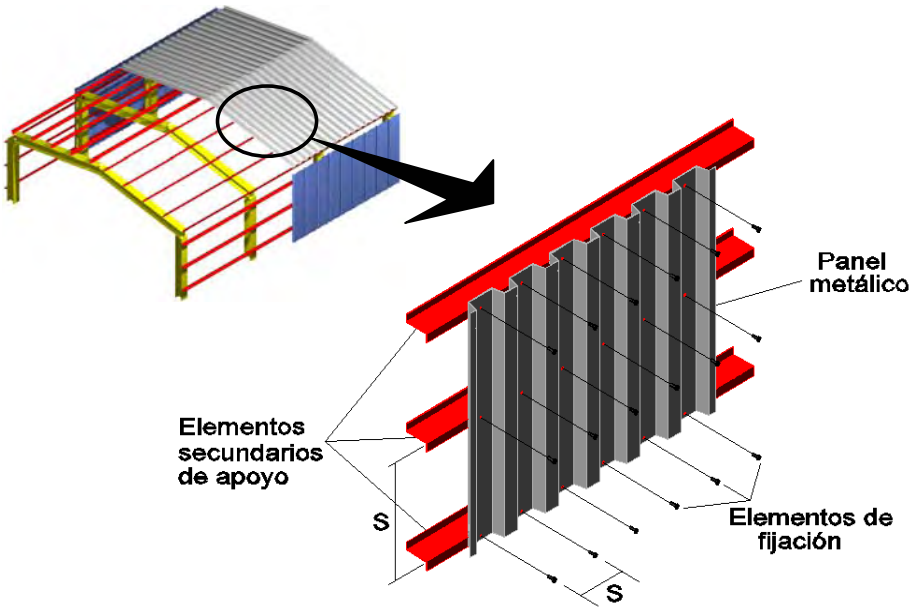



**Figura 4-13. Componentes del sistema de fachada y cubierta en lámina metálica.**

En la Sección 4.2.2 se identificaron las configuraciones geométricas de las láminas de cubierta y fachada encontradas en los planos. Algunas de ellas corresponden a formas tradicionales que se encuentran referenciadas en reconocidas especificaciones de diseño y construcción (*Steel Deck Institute* 1992). La Tabla 4-2 muestra tres de las configuraciones más empleadas como sistema de cubierta con sus dimensiones características, rango de espesores disponibles en el mercado y denominaciones alternas. Como se puede apreciar las secciones transversales de estas láminas siguen patrones trapezoidales definidos por la sucesión de crestas y valles de diferentes longitudes, manteniendo la altura de la sección constante. La Tabla 4-3 presenta información similar para otros tipos de geometrías que también pudieron ser apreciadas y que se diferencian de las anteriores en la cantidad de pliegues y en la inclinación de los elementos que conforman la sección. Existe actualmente una amplia gama de configuraciones disponibles en el medio que buscan ofrecer principalmente alternativas estéticas para los sistemas de fachada y cubierta de este tipo de estructuras. Dos de las configuraciones no convencionales presentadas en la Tabla 4-3 se emplean como sistema de fachada (Tipo KRP y KW) y una como sistema de cubierta (Tipo KR).

**Tabla 4-2. Geometrías convencionales de las láminas metálicas (SDI 1992).**

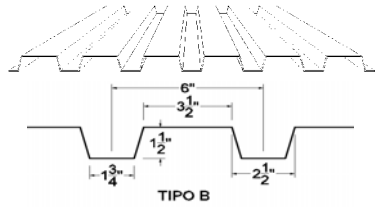
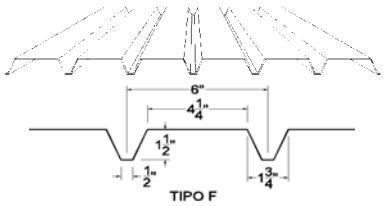
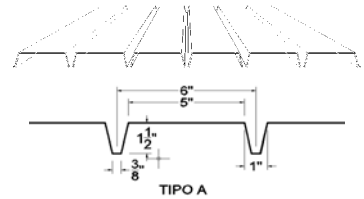
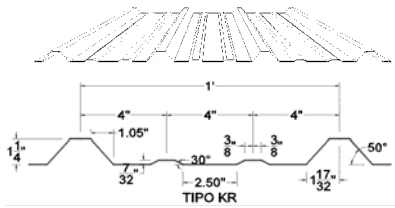
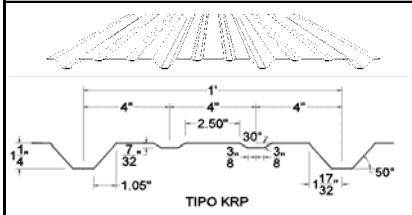
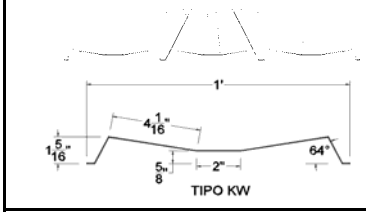
| Configuración geométrica | Denominación | Rango de espesores nominales (mm) |
|---|---|---|
|   | 1 1/2" x 6"<br>Wide Rib (WR)<br>Tipo B | 0.254 - 1.524<br>(0.01 - 0.06 in) |
|   | 1 1/2" x 6"<br>Intermediate Rib (IR)<br>Tipo F | 0.254 - 1.524<br>(0.01 - 0.06 in) |
|   | 1 1/2" x 6"<br>Narrow Rib (NR)<br>Tipo A | 0.254 - 1.524<br>(0.01 - 0.06 in) |

**Tabla 4-3. Geometrías no convencionales de las láminas metálicas (KBS 2005).**

| Configuración geométrica | Denominación | Rango de espesores nominales (mm) |
|---|---|---|
|   | Tipo KR | 0.348 - 0.762<br>(0.0137 - 0.03 in) |
|   | Tipo KRP | 0.348 - 0.762<br>(0.0137 - 0.03 in) |
|   | Tipo KW | 0.348 - 0.762<br>(0.0137 - 0.03 in) |

El acabado más común para el acero de las láminas usado en este tipo de aplicaciones es el galvanizado Grado 90 (recubrimiento de 0.9 onzas/ft$^2$) y el límite de fluencia del material de acuerdo con el fabricante oscila entre 230 y 550 MPa (33 a 80 Ksi).

Los resultados obtenidos en la Sección 4.2.2 mostraron que los elementos secundarios de apoyo para las láminas metálicas corresponden en su mayoría a perfiles de acero de lámina delgada doblados en frío (*Cold-formed*), separados entre si por distancias aproximadamente iguales entre los 0.915 y 1.52 m (3 y 5 ft) y apoyados a su vez sobre los miembros estructurales que conforman el sistema principal resistente de la estructura. Estos elementos trabajan típicamente como vigas simplemente apoyadas con luces que se encuentran entre los 6 y 9 m (20 y 30 ft). Las secciones más utilizadas son las C y Z, con espesores de material que oscilan entre 0.9 y 3 mm, de acuerdo con especificaciones de algunos fabricantes locales (Matcor 2005). En el sistema de cubierta también fue bastante común encontrar el uso de viguetas metálicas de alma abierta (*Open web steel joist*).

La fijación de las láminas a los elementos de apoyo se realiza esencialmente en los valles de las configuraciones trapezoidales mostradas en las Tablas 4-2 y 4-3, mediante tornillos con espaciamientos que oscilan entre 0.102 y 0.305 m (4 y 12in) dependiendo de la configuración de la lámina y de su localización. La Tabla 4-4 contiene las denominaciones y propiedades geométricas como diámetros y distancias entre cuerdas de los tornillos típicamente especificados para esta aplicación.

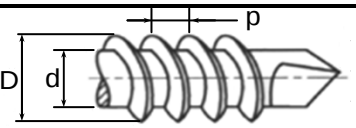
| **Denominación** | **Diámetro nominal (mm)** | **Distancia entre cuerdas p (mm)** |   | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | **D (mm)** | | **d (mm)** | |
| | | | **min** | **max** | **min** | **Max** |
| N10 | 4.83 | 1.69 | 4.80 | 4.65 | 3.58 | 3.43 |
| N12 | 5.49 | 1.95 | 5.46 | 5.31 | 4.17 | 3.99 |
| N14 | 6.35 | 1.95 | 6.25 | 6.10 | 4.88 | 4.70 |

**Tabla 4-4. Propiedades geométricas de los tornillos auto-perforantes.**

### 4.3.4 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE CONEXIÓN COLUMNA-FUNDACIÓN

La fundación de las columnas metálicas del sistema principal resistente se realiza sobre zapatas aisladas de concreto reforzado. En la mayoría de los casos, estas zapatas poseen un pedestal de unos 1.5 m de altura en promedio y que forma parte integrante de la misma zapata. La conexión entre la columna y la zapata se logra uniendo la parte inferior de la columna a una platina de acero (típicamente por medio de soldadura) con el fin de distribuir la carga aplicada, y fijándola mediante barras de anclaje embebidas en el concreto del pedestal, buscando suministrar una conexión resistente a los esfuerzos de tensión y corte inducidos por la columna. La Figura 4-14 presenta el detalle de los componentes del sistema de conexión columna-fundación descritos.

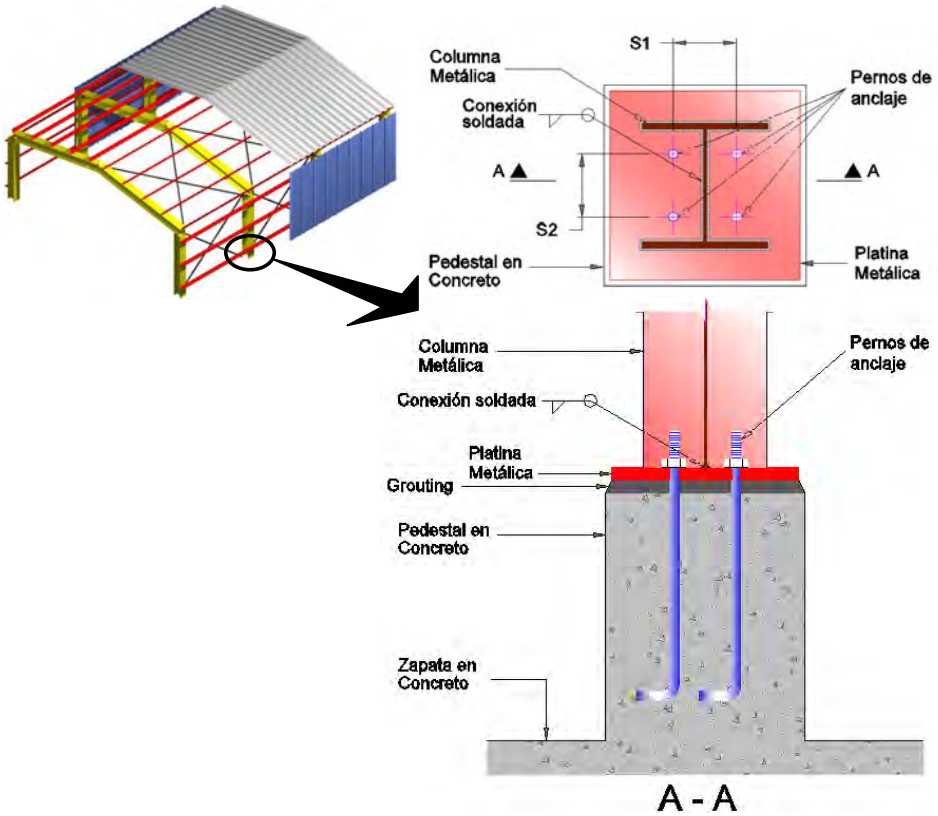



**Figura 4-14. Componentes del sistema de conexión columna-fundación.**

La capacidad de la conexión está definida por los siguientes tres grupos de parámetros: (1) La localización de las barras de anclaje (distancias entre barras y distancias al borde de la zapata o pedestal); (2) Las propiedades de las barras de anclaje (diámetro, resistencia última, forma y longitud embebida); y (3) Las propiedades del concreto de la zapata (resistencia a compresión y presencia de refuerzo de confinamiento). Algunos de estos parámetros se ilustran en la Figura 4-15. En la Tabla 4-5 se consignan valores numéricos de las variables descritas para cuatro conexiones encontradas en los planos.

**Figura 4-15. Dimensiones características del sistema de conexión columna-fundación mostradas en la Tabla 4-5.**

**Tabla 4-5. Parámetros de diseño de la conexión columna-fundación para las cuatro configuraciones encontradas.**

| Conexión Tipo | Pedestal | | Platina | | | Configuracion barras de anclaje | | | | | | Barras de anclaje | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | B | L | b | l | t | S1 | S2 | C1 | C2 | C3 | C4 | ϕ Barra | $h_{efec}$ | $e_h$ | Tipo |
| | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | (mm) | |
| 1 | 406.4 | 406.4 | 381 | 381 | 19.05 | 127 | 127 | 139.7 | 139.7 | 139.7 | 139.7 | 19.05 | 431.8 | 76.2 | Gr. 36 |
| 2 | 558.8 | 558.8 | 457.2 | 457.2 | 25.4 | 355.6 | 355.6 | 101.6 | 101.6 | 101.6 | 101.6 | 25.40 | 457.2 | 0 | - |
| 3 | 558.8 | 558.8 | 457.2 | 457.2 | 31.75 | 355.6 | 355.6 | 101.6 | 101.6 | 101.6 | 101.6 | 25.40 | 533.4 | 0 | - |
| 4 | 355.6 | 406.4 | 304.8 | 355.6 | 19.05 | 203.2 | 152.4 | 76.2 | 76.2 | 127 | 127 | 28.575 | 508 | 101.6 | Gr. 36 |

En todos los casos se encontró una resistencia especificada del concreto a compresión entre 21 y 28 MPa (3,000 y 4,000 psi) y la presencia de refuerzo de confinamiento conformado por estribos en barras de 1/2 pulgada de diámetro.

# 5 MODELOS DE RESISTENCIA PARA EDIFICIOS INDUSTRIALES

## 5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describen los criterios utilizados para estimar la capacidad resistente bajo cargas de viento, de los componentes estructurales considerados en la metodología de estimación de daño desarrollada en el presente trabajo. Las capacidades resistentes estimadas a través de estos criterios serán utilizados para predecir la velocidad de viento que ocasionará la falla de cada componente. Todos los modelos de resistencia fueron seleccionados de manera que permitieran considerar las propiedades de los materiales y las configuraciones encontradas en la información recopilada, y fueron obtenidos en su totalidad de especificaciones de diseño de uso local y de documentos técnicos elaborados por expertos.

## 5.2 CRITERIO DE FALLA PARA LOS SISTEMAS DE VENTANAS EN VIDRIO

El criterio de falla considerado en este trabajo para los sistemas de ventanas en vidrio, se define por la capacidad de la placa de vidrio para resistir las presiones o succiones generadas por el viento sobre las fachadas de la edificación. Para tal fin se hace uso del procedimiento establecido en la especificación ASTM E1300-02 "*Standard Design Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings*" (ASTM 2002). Esta especificación proporciona una metodología comprehensiva para el dimensionamiento de los vidrios en sistemas de ventanas y puertas, mediante el uso de nomogramas que relacionan su

resistencia con el tipo de vidrio, su espesor y su condición de soporte. Su sustento experimental hace que en la actualidad sirva de guía en distintas especificaciones para el diseño de esta clase de sistemas (por ejemplo: *International Building Code*). Además de lo anteriormente explicado, otras razones por las cuales se decidió utilizar la especificación ASTM E1300-02 (ASTM 2002), son las siguientes:

- La resistencia de los vidrios está expresada en términos de presiones producidas por una velocidad de ráfaga de viento de tres segundos, lo que se ajusta a la formulación establecida en la especificación ASCE 7-02 (ASCE 2002), empleada en el presente trabajo para estimar las presiones de viento actuantes sobre cada componente.
- Permite evaluar condiciones de apoyo de la placa de vidrio con uno, dos, tres y cuatro bordes soportados, brindando la posibilidad de considerar situaciones particulares de manufactura o mantenimiento de las ventanas. Lo anterior representa una ventaja en la capacidad de casos de análisis frente a otra especificación de uso local, el UBC-97 (UBC 1997), en donde solamente se considera la condición de apoyo completo en los cuatro bordes.
- Incluye diversos tipos de vidrio entre los que se encuentra el templado (*tempered*), el cual como ya se mencionó, corresponde al tipo de vidrio más comúnmente especificado en las ventanas revisadas.

Para efectos del análisis a cargas de viento, cada tipo de ventana se define por medio de dos grupos de parámetros. El primero está relacionado con cuatro características propias de la placa de vidrio: tipo, espesor, dimensiones y condición de apoyo. Este primer grupo contiene la información necesaria para definir la capacidad resistente de la placa de vidrio de acuerdo con ASTM E1300-02. El segundo involucra a dos parámetros relacionados con la ubicación de la ventana en la fachada de la edificación: altura sobre el nivel del terreno y distancia al borde más cercano de la estructura (ver Figura 5-1). La información contenida en el segundo grupo, en conjunto con las dimensiones de la ventana, proveen la información necesaria para definir el efecto del viento sobre este componente, de acuerdo con ASCE 7-02. La variación en cualquiera de los seis parámetros definidos dará origen a un nuevo tipo de ventana dentro del análisis.

Con el propósito de ilustrar lo anterior, se toma como ejemplo la edificación de la Figura 5-1, considerando que en todos los vidrios en las ventanas mostradas son del mismo tipo y espesor, presentan similar condición de soporte, y se encuentran a la misma altura sobre el nivel del terreno. De esta manera aparecen tres tipos de ventanas distintas para el análisis a viento, tal como se indica en dicha figura.

Las ventanas tipo 1 y 2 por ejemplo, a pesar de tener las mismas dimensiones, se diferencian entre si por su distancia más corta al borde de la fachada sobre la cual se encuentran localizadas. En el caso de la ventana tipo 1, ésta se encuentra dentro de la denominada "Zona 5" según la especificación ASCE 7-02, la cual representa una zona de altas presiones negativas originadas por la separación del flujo de viento cuando circula sobre los bordes rectos de las fachadas. Al ancho de esta zona se le representa en la Sección 6.2 de la ASCE 7-02 mediante la letra "a", y se toma como el 10% de la menor dimensión en planta o el 40% de la altura de la edificación, cualquiera que sea el menor valor de los dos, pero no menor que el 4% de la menor dimensión en planta ó 0.9 m (4 ft). Si se tiene en cuenta que los valores promedio obtenidos en los casos estudiados para la menor dimensión en planta y altura de la edificación estuvieron entre los 45 y 9 m, respectivamente (ver Apéndice A), el ancho de la "Zona 5" estará aproximadamente en un rango entre 3 y 4 m.

La ventana tipo 2 por otra parte, se encuentra ubicada en la zona interior de la fachada que esta limitada por las zonas laterales de incremento de presiones. En ASCE 7-02 se le denomina a esta zona interior como "Zona 4" y presenta presiones negativas que son menores aproximadamente en un 21% con respecto a las estipuladas para la "Zona 5". Lo anterior representa un incremento o reducción de una quinta parte en las presiones actuantes sobre las ventanas o cualquier otro componente, por efecto de su localización sobre la fachada.

El caso contrario ocurre entre las ventanas tipo 2 y tipo 3, las cuales a pesar de estar localizadas en la misma zona de la fachada, difieren entre si debido a que poseen dimensiones distintas.

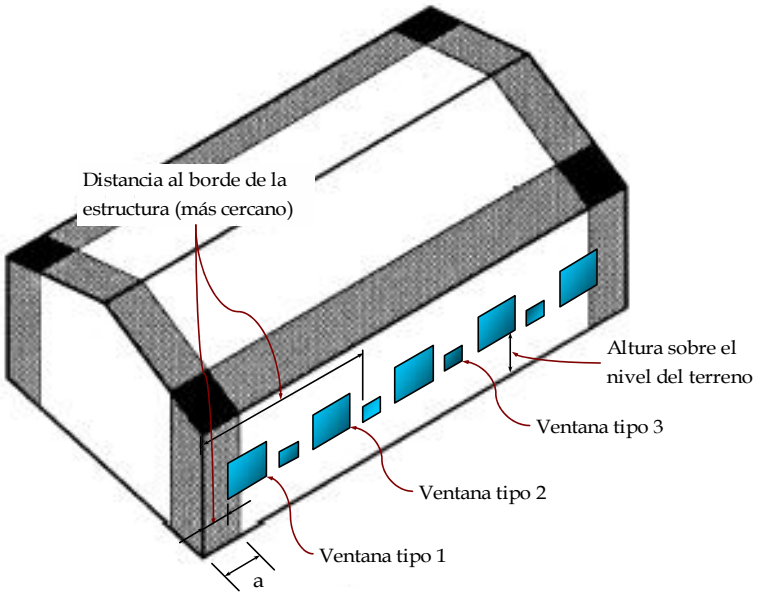



**Figura 5-1. Parámetros que definen la ubicación de las ventanas en las fachadas.**

## 5.3 CRITERIOS DE FALLA PARA LOS SISTEMAS DE FACHADA Y CUBIERTA EN LÁMINA METÁLICA

La gran mayoría de los daños observados en edificios industriales relacionados con vientos huracanados y tormentas, corresponden a fallas en los sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica (Perry *et al.* 1990, Mahendran 1995, Figueroa 1996). Debido a lo anterior, se han llevado a cabo un amplio número de investigaciones en distintas partes del mundo, principalmente en aquellos lugares afectados de manera periódica por esta clase de fenómenos naturales, con el propósito de estudiar en detalle los mecanismos que dan origen a las fallas observadas en estos componentes, y así mitigar posibles efectos futuros mediante recomendaciones a nivel de diseño y construcción (Mahendran 1994, Figueroa 1996, Mahendran *et al.* 1998, Mahendran *et al.* 2001, Mahendran *et al.* 2002, Mahendran *et al.* 2004, Xu *et al.* 1993, Xu 1996).

El tipo de daño más severo y a la vez más común, consiste en el desprendimiento de las láminas de fachada y cubierta, debido principalmente a fallas localizadas en sus conexiones bajo cargas de succión. La pérdida de estos elementos conduce a la

exposición del contenido de la edificación, y lo más importante aún, puede causar progresivamente el colapso de la estructura completa como resultado del cambio brusco en las condiciones de presión interna.

Los dos mecanismos de falla típicos que ocasionan la pérdida de las láminas metálicas en los sistemas de fachada y cubierta se presentan en la Figura 5-2. La falla por arrancamiento del tornillo (*Pull-out*) mostrada en la Figura 5-2(b), se produce cuando el tornillo de conexión se desprende del elemento secundario de apoyo al cual se encuentra ajustado, debido al doblamiento (*bent*) o corte (*Sheared off*) del material del elemento en la zona de conexión (Mahendran *et al.* 1998). La falla por desgarramiento de la lámina metálica (*Pull-through*) que se ilustra en la Figura 5-2(c), aparece por la fisuración (*splitting*) o hundimiento (*dimpling*) de la lámina en la vecindad de los agujeros de conexión, los cuales permiten que ésta sea desprendida a través de la cabeza del tornillo. La presencia de grandes concentraciones de esfuerzos que incluyen altas deformaciones membranales en las zonas de conexión de las láminas bajo cargas de succión, es una de las causas principales de las fallas por desgarramiento (Mahendran *et al.* 2004).

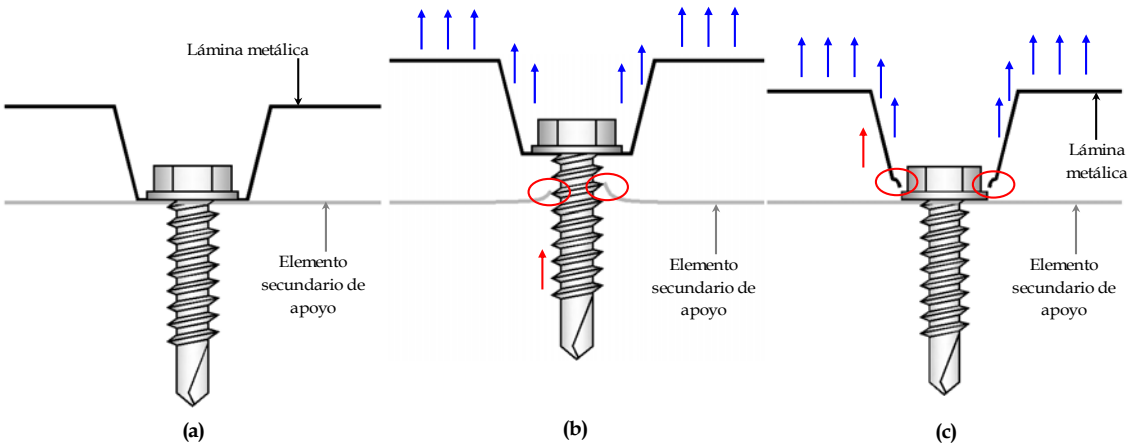



**Figura 5-2. Mecanismos de falla por (b) arrancamiento del tornillo y (c) desgarramiento de la lámina metálica.**

Por otra parte, se ha comprobado que las fluctuaciones sostenidas de las cargas de succión generadas por el viento durante un huracán, pueden originar grietas a causa de

la fatiga del material de la lámina alrededor de los agujeros de conexión, para niveles de carga más bajos que su resistencia estática (Beck y Stevens 1979). Fenómenos de fatiga similares fueron evidenciados en los elementos secundarios de apoyo de poco espesor (menor a 1 mm) por Mahendran y Mahaarachchi (2002).

Los dos mecanismos de falla descritos en los párrafos anteriores, son considerados en el presente trabajo para establecer el daño en los sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica. A continuación se presenta una descripción de los modelos de resistencia que fueron encontrados en la literatura, para establecer la capacidad al arrancamiento y desgarramiento de las láminas. Ninguno de estos modelos tiene en cuenta el posible efecto de los sistemas de aislamiento térmico en fibra de vidrio especificados en algunos de los planos revisados, sobre la capacidad resistente de las láminas.

### 5.3.1 CAPACIDAD AL ARRANCAMIENTO ESTÁTICO

Mahendran y Tang (1998) realizaron una investigación experimental a real y pequeña escala, con el propósito de estudiar la capacidad al arrancamiento bajo cargas estáticas de los tornillos de conexión en sistemas metálicos de fachada y cubierta. Para su programa experimental, utilizaron elementos secundarios con espesores de material que iban desde 0.4 hasta 3 mm y con límites de fluencia entre 250 y 550 MPa. Los tornillos de fijación empleados presentaban diámetros entre 4.87 y 6.41 mm y distancias entre cuerdas que iban desde 1.06 hasta 2.54 mm. En los modelos a gran escala trabajaron con distancias entre elementos secundarios de 0.9 m (3 ft) y espaciamientos entre los tornillos de conexión desde 75 hasta 600 mm (3 hasta 24 in).

Las resistencias al arrancamiento estático obtenidas experimentalmente para diferentes valores de las propiedades y espaciamientos mencionados (empleando valores medidos y nominales), fueron comparadas con las resistencias calculadas utilizando las formulas de diseño propuestas por la especificación AISI-89 y por

Macindoe *et al.* (1995). Como resultado de la comparación, se encontraron diferencias hasta del 50% tanto de subestimación como de sobrestimación en la resistencia al arrancamiento, para el rango de propiedades de los materiales y espaciamientos estudiados. Debido a estas discrepancias, la Ecuación 5.1 fue propuesta por Mahendran y Tang como una nueva fórmula de diseño, la cual en comparación a las expresiones propuestas por la AISI-89 y Macindoe *et al.* (1995), considera dos nuevas variables en la estimación de la resistencia al arrancamiento estático de los tornillos de conexión: (1) introduce un factor que tiene en cuenta el efecto combinado entre el límite de fluencia y espesor de acero del elemento secundario y (2) el efecto de la distancia entre cuerdas en tornillos. La nueva fórmula propuesta es la siguiente:

$$F_{ou} = k d_t p_t^{0.2} t^{0.3} f_u \tag{5.1}$$

en donde k es un factor que tiene en cuenta el grado y espesor del acero del elemento secundario de apoyo y puede tomar los siguientes valores:

| | | |
|---|---|---|
| | 0.7 | Elementos de acero G250, G500 y G550 con t<1.50mm |
| k = | 0.8 | Elementos de acero G450 con 1.50mm<t<3.0mm |
| | 0.75 | Elementos de acero G250, G450, G500 y G520 con t<3.0mm |

$d_t$: Diámetro del tornillo de conexión, en mm (ver Figura 5-3).

$p_t$: Distancia entre cuerdas del tornillo de conexión, en mm (ver Figura 5-3).

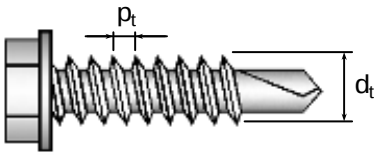



**Figura 5-3. Diámetro $d_t$ y distancia entre cuerdas $p_t$ , a usar en el calculo de la capacidad al arrancamiento estático propuesta por Mahendran y Tang (1998).**

t: Espesor del material del elemento secundario de apoyo, en mm.

$f_u$: Esfuerzo último especificado del material del elemento secundario de apoyo, en MPa.

La estimación de la capacidad al arrancamiento estático de los tornillos en sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica, se realiza en este trabajo empleando la formulación de Mahendran y Tang mostrada en la Ecuación 5.1. Las razones por las cuales se seleccionó el modelo propuesto por estos autores, son las siguientes:

- Presenta un mejor ajuste con los resultados experimentales obtenidos por estos autores, en comparación con los valores estimados empleando la especificación actual de diseño de la AISI (2002) (sin modificar con respecto a AISI-89).
- Los rangos de valores para las propiedades de los materiales y los parámetros constructivos que se utilizaron en los ensayos, cobijan a los valores que fueron encontrados localmente por medio de los planos revisados.

### 5.3.2 CAPACIDAD AL ARRANCAMIENTO POR FATIGA

Mahendran y Mahaarachchi (2002) investigaron el efecto de la fluctuación sostenida de las cargas de viento sobre la capacidad al arrancamiento de los tornillos de conexión en los sistemas metálicos de cubierta y fachada. Desarrollaron pruebas experimentales a pequeña escala que fueron validadas de modelos a escala real, provenientes de los estudios de resistencia estática al arrancamiento elaborados por Mahendran y Tang (1998). En este caso, los autores se concentraron en elementos secundarios de poco espesor, entre 0.40 y 1 mm, manteniendo el resto de los parámetros (diámetro de tornillos, distancia entre cuerdas, espaciamiento entre tornillos, distancia entre elementos secundarios y límite de fluencia) sin modificar con respecto a las pruebas de resistencia estática.

Los resultados obtenidos por Mahendran y Mahaarachchi evidenciaron la aparición de fallas por fatiga en el material del elemento secundario de apoyo, alrededor de los agujeros de conexión, para pocos ciclos de carga, y para magnitudes mucho más bajas que su resistencia estática. En general, dos tipos de fallas fueron observadas: un primer modo para bajos ciclos de carga (<10,000) y para niveles de carga superiores al 40-50% a

la resistencia estática, caracterizado por el doblamiento del material en la vecindad de los agujeros de conexión sin la aparición de grietas y, un segundo modo a partir de los 10,000 ciclos de carga y para niveles de carga menores al 40-50% de la resistencia estática, caracterizado por la propagación de grietas en todas las direcciones sin importar el tipo de acero o espesor. Con el propósito de simplificar el proceso de diseño, los autores establecieron un umbral inferior de resistencia a cargas cíclicas, mediante una curva que proporciona el valor del factor de reducción R (razón entre la resistencia a carga cíclica y la resistencia a carga estática) como función del número de ciclos de carga, para miembros secundarios de apoyo con espesor de material menor a 1 mm. Las siguientes son las expresiones propuestas por Mahendran y Mahaarachchi:

$$R = 1 - 0.7\left(\frac{N}{2000}\right) \qquad N \leq 2000 \tag{5.2}$$

$$R = 0.3 \qquad N > 2000 \tag{5.3}$$

en donde N representa el número de ciclos sostenidos de carga y descarga.

La reducción de la capacidad al arrancamiento de los tornillos de conexión por efectos de fatiga, para elementos secundarios de apoyo con espesor de material menor a 1 mm, es considerada en este trabajo por medio de las Ecuaciones 5.2 y 5.3. La investigación de Mahendran y Mahaarachchi fue el único estudio encontrado en la literatura que trata de cuantificar el efecto de las cargas cíclicas sobre la resistencia al arrancamiento, basado en materiales y parámetros constructivos similares a los identificados en Puerto Rico. Esta formulación provee resultados conservadores debido a que no ofrece ningún tipo de distinción en la reducción de la capacidad por efectos del tipo de material, espesor o por las características del tornillo; pero por otra parte, sirve como punto de referencia ante la ausencia de estudios de este tipo desarrollados para los materiales empleados en el ámbito local.

### 5.3.3 CAPACIDAD AL DESGARRAMIENTO ESTÁTICO PARA LÁMINAS CONECTADAS EN LAS CRESTAS

En la actualidad, la estimación de la capacidad al desgarramiento de las láminas metálicas conectadas en las crestas bajo cargas de succión, debe ser obtenida mediante pruebas experimentales (generalmente costosas), debido a la carencia de guías adecuadas para el diseño de este tipo de sistemas en las especificaciones existentes. Mahendran y Mahaarachchi (2004) elaboraron un análisis paramétrico usando modelos computacionales en elementos finitos, validados a partir de resultados experimentales en pruebas a escala real, con el propósito de obtener ecuaciones que simplificarían el proceso de diseño de este tipo de sistemas. Los modelos fueron desarrollados utilizando elementos tipo cáscara (*Shell*) e incluyen características avanzadas como un criterio para establecer la aparición de grietas transversales en las vecindades de los orificios de conexión (splitting), imperfecciones geométricas, esfuerzos residuales, fenómenos de pandeo y modelación de contacto entre elementos (arandela-lámina). Los valores de las propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos (ver Figura 5-4) que fueron utilizados para el análisis paramétrico fueron los siguientes: espesor del material de lámina metálica desde 0.42 hasta 1.0 mm, límite de fluencia del material de la lámina desde 250 hasta 690 MPa, diámetro de la cabeza del tornillo de conexión desde 10 hasta 22 mm, ancho superior del trapecio de la cresta Wc desde 20 hasta 35 mm, ancho inferior del trapecio de la cresta Wt desde 55 hasta 80 mm, altura de la cresta hc desde 17 hasta 50 mm, distancia entre valles (o crestas) sucesivos P desde 150 hasta 300 mm y distancias entre elementos secundarios de apoyo desde 600 hasta 1800 mm. En todos los análisis se consideró presencia de tornillos de conexión en cada una de las crestas de la lámina.

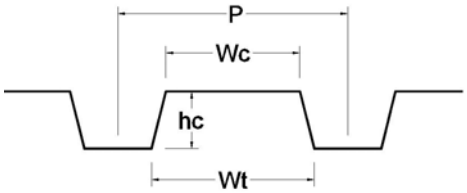



**Figura 5-4. Dimensiones características de la lámina metálica consideradas en el análisis paramétrico realizado por Mahendran y Mahaarachchi (2004).**

Empleando análisis de interacción entre las variables involucradas y técnicas de regresión por mínimos cuadrados, Mahendran y Mahaarachchi encontraron dos ecuaciones que se ajustaron a los resultados obtenidos de acuerdo con el tipo de acero de la lámina metálica. La expresión propuesta por dichos autores para estimar la capacidad al desgarramiento en aceros grado G500 (500MPa) y G550 (550MPa), es la siguiente:

$$F_{ov} = 0.06\left(8.5 - \frac{30f_y d}{Et} + \left(\frac{5000t^2}{Ld}\right)^{\frac{1}{3}}\right)^{2/3}\left(\frac{h_c}{p}\right)^{\frac{3}{4}}\left(\frac{w_t}{w_c}\right)^{\frac{1}{5}} dtf_y \tag{5.4}$$

y para aceros grado G250 (250MPa):

$$F_{ov} = 0.07\left(8.5 - \frac{87.6f_y d}{Et} + \left(\frac{5000t^2}{Ld}\right)^{\frac{1}{3}}\right)^{2}\left(\frac{h_c}{p}\right)^{\frac{3}{4}}\left(\frac{w_t}{w_c}\right)^{\frac{1}{5}} dtf_y \tag{5.5}$$

en donde, para ambas ecuaciones:

E: Módulo de elasticidad del acero de la lámina, en MPa.

$f_y$: Límite de fluencia especificado para el material de la lámina metálica, en MPa.

d: Diámetro de la cabeza del tornillo de conexión o arandela, el que sea mayor, en mm (ver Figura 5-5).

**Figura 5-5. Diámetro de la cabeza del tornillo o arandela, a usar en el cálculo de la capacidad al desgarramiento estático propuesto por Mahendran y Mahaarachchi (2004).**

L: Distancia entre elementos secundarios de apoyo, en mm.

t: Espesor del material de la lámina metálica, en mm.

$W_c$, $W_t$, $h_c$ y p son dimensiones características de la lámina, en mm (ver Figura 5-4).

Las expresiones propuestas por Mahendran y Mahaarachchi, son utilizadas en este trabajo para estimar la capacidad al desgarramiento de las láminas metálicas de fachada y cubierta con conexión en las crestas, bajo cargas de succión inducidas por vientos intensos. A diferencia de algunos estudios anteriores (Mahendran 1994, Xu y Teng 1994), ésta fue la única referencia encontrada en la literatura que proporciona expresiones para calcular la resistencia al desgarramiento de láminas conectadas en las crestas, basadas en modelos computacionales avanzados validados experimentalmente, que consideran la aparición de grietas en las vecindades de los agujeros de conexión (*splitting*). A pesar de que en ninguno de los sistemas metálicos de fachada y cubierta reconocidos en los planos, se encontraron conexiones estipuladas en las crestas de las láminas, se incluye un criterio para estimar la capacidad ante este mecanismo de falla, considerando la posibilidad de encontrar en la isla sistemas en los cuales se utilice esta práctica constructiva, y que no hayan alcanzado a ser identificados en el presente trabajo, dado el tamaño de la muestra que pudo ser estudiada.

### 5.3.4 CAPACIDAD AL DESGARRAMIENTO ESTÁTICO PARA LÁMINAS CONECTADAS EN LOS VALLES.

La técnica de realizar las conexiones de los sistemas metálicos de fachada y cubierta en los valles de las láminas, ha sido tradicionalmente empleada en Estados Unidos y Europa desde la aparición misma de este tipo de sistemas constructivos. Numerosas pruebas experimentales han permitido identificar las variables de mayor incidencia en las fallas por desgarramiento de las láminas metálicas conectadas en los valles, y desarrollar fórmulas de diseño que no han presentado cambios significativos en los últimos años. Mahendran y Mahaarachchi (2001) investigaron experimentalmente la aplicabilidad de las fórmulas de diseño y métodos de ensayo propuestos en las especificaciones del AISI-96 y el EUROCODE-3 para estimar la capacidad al desgarramiento, considerando materiales y prácticas constructivas predominantes en Australia. Aunque dichos autores no elaboraron un análisis paramétrico lo suficientemente exhaustivo como para proponer una nueva fórmula de diseño que

pudiera ser aplicable de manera general, uno de los resultados más importantes de su investigación radica en evidenciar la influencia de la geometría de la lámina en la capacidad al desgarramiento, lo cual no es tenido en cuenta en las expresiones de diseño del AISI-96 y el EUROCODE-3. Ante la ausencia de estudios disponibles en la literatura que corroboren los resultados obtenidos por Mahendran y Mahaarachchi, para los materiales y prácticas constructivas predominantes en Puerto Rico, la estimación de la capacidad al desgarramiento de las láminas metálicas de fachada o cubierta con conexión en los valles, se realiza en este trabajo por medio de la ecuación propuesta en la especificación AISI-96 (sin modificar en AISI-02) que se presenta a continuación:

$$F_{OV} = 1.5 t d f_u \tag{5.6}$$

en donde:

t: Espesor del material de la lámina metálica de fachada o cubierta, en mm.

d: Diámetro de la cabeza del tornillo de conexión o arandela, el que sea mayor pero limitado a 12.7mm, en mm, de acuerdo con la Figura 5-4.

$f_u$: Esfuerzo último especificado del material de la lámina metálica, en MPa

La Ecuación 5.6 es la expresión actualmente empleada en los Estados Unidos para el diseño contra el desgarramiento estático de las láminas metálicas de fachada y cubierta conectadas en los valles (AISI-02), sometidas a cargas de succión.

### 5.3.5 CAPACIDAD AL DESGARRAMIENTO POR FATIGA PARA LÁMINAS CONECTADAS EN LOS VALLES

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 fueron utilizados tornillos de conexión autoperforantes (*self-drilling*) de 5.49 mm de diámetro y

espaciamientos entre elementos secundarios de apoyo de 2.28 m (7.5 ft), de acuerdo con la práctica constructiva utilizada en la Isla en ese entonces. Todo el programa experimental fue realizado sobre modelos a escala real de dos luces. Los parámetros estudiados fueron los patrones de conexión en los apoyos externos e interior (valles sucesivos e intercalados), y el número y patrón de los ciclos de carga aplicados. Los resultados más significativos del trabajo de Figueroa se resumen a continuación:

- Los patrones de conexión que emplearon tornillos en cada valle no presentaron fallas por fatiga, y tuvieron que ser sobrecargados más allá de su resistencia estática para inducir la falla. En este caso el modo de falla se caracterizó por el hundimiento (*dimpling*) de la lámina en la zona de conexión sin producir el desprendimiento de la misma.
- Los patrones de conexión que emplearon tornillos en valles intercalados evidenciaron problemas por fatiga caracterizados por la aparición y propagación de grietas transversales en las vecindades de los agujeros de conexión. Para esta condición el autor desarrolló una curva S-N definida por las siguientes expresiones:

$$N = \left(3.2x10^{56}\right)S^{-27} \qquad \text{para } S > 77\% \tag{5.7}$$

$$N = \left(3.0x10^{12}\right)S^{-4} \qquad \text{para } S \leq 77\% \tag{5.8}$$

  en donde N es el número de ciclos de carga y S es la razón entre la resistencia a carga cíclica y la resistencia a carga estática.
- Las pruebas de carga cíclica de amplitud variable demostraron el efecto acumulativo de los ciclos de carga sobre la resistencia a la fatiga.

El trabajo de Figueroa fue la única referencia encontrada en la literatura, que estudia específicamente los efectos de las cargas cíclicas sobre la resistencia al desgarramiento de láminas metálicas utilizadas en la construcción de cubiertas de edificios industriales en Puerto Rico, con conexión en sus valles. En el presente trabajo, este mecanismo de falla es considerado a través de las curvas desarrolladas por Figueroa y se limita a láminas tipo B que presenten conexiones en valles intercalados.

## 5.4 CRITERIO DE FALLA PARA LA CONEXIÓN COLUMNA-FUNDACIÓN

Como se comentó al inicio de este capítulo, otro tipo de falla no tan común como las descritas hasta ahora, pero que implica un escenario de daño bastante severo principalmente en edificaciones livianas, ocurre en la conexión entre las columnas del sistema principal de resistencia y la fundación. Las elevadas cargas de succión presentes en la zona de cubierta, se combinan con las presiones laterales actuantes sobre las fachadas y las presiones desarrolladas en el interior de la edificación (ver Figura 5-6), para producir esfuerzos de corte y tensión que pueden ocasionar el desprendimiento de la estructura completa o parte de ella de su sistema de fundación. Este mecanismo de falla es característico de edificaciones livianas (por ejemplo, sistema principal de resistencia en acero estructural, fachadas y cubierta en la lámina metálica y con uno o dos pisos como máximo) y se presenta principalmente en las columnas localizadas en las esquinas y sobre las fachadas de la estructura, zonas en las que el aumento en las presiones por la separación del flujo de viento resulta más crítico. Rodríguez, Pesquera y López (1990, tomado de Hurtado 1992) encontraron este tipo de fallas en edificios industriales en Puerto Rico tras el paso del Huracán Hugo en 1989.

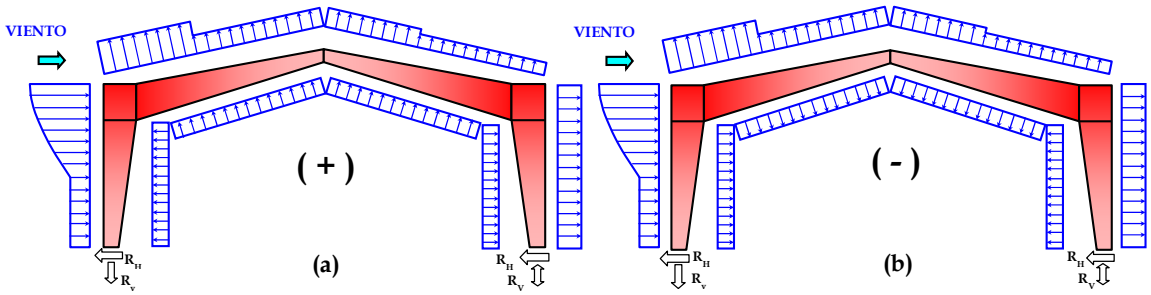



**Figura 5-6. Reacciones en la base de las columnas de un pórtico a dos aguas bajo cargas de viento para (a) presiones internas positivas y (b) presiones internas negativas.**

De acuerdo con la descripción del sistema constructivo y estructural de la conexión entre la columna y la fundación presentada en la Sección 4.3.4, en la Figura 5-7 se

muestran los tres mecanismos críticos que pueden provocar la falla bajo la acción de cargas de succión inducidas por viento. El primero de ellos se localiza en la conexión entre la columna metálica y la platina de apoyo (ver Figura 5-7(a)), la cual se realiza por medio de soldadura, ángulos estructurales y pernos de alta resistencia o, una combinación entre ambas. La falla en cualquiera de estos elementos de conexión puede ocasionar el desprendimiento de la columna de su sistema de fundación. El segundo mecanismo ocurre en el anclaje de la columna metálica al sistema de fundación en concreto (ver Figura 5-7(b)). La condición crítica para el diseño del anclaje típicamente está controlada por la capacidad del concreto para resistir las fuerzas de tracción y de corte transferidas por la columna (Newman 2003). El tercer mecanismo corresponde a un sistema de fundación que no cuenta con el suficiente peso o con dispositivos adicionales adecuados para resistir las fuerzas de tracción provenientes de la columna (ver Figura 5-7(c)).

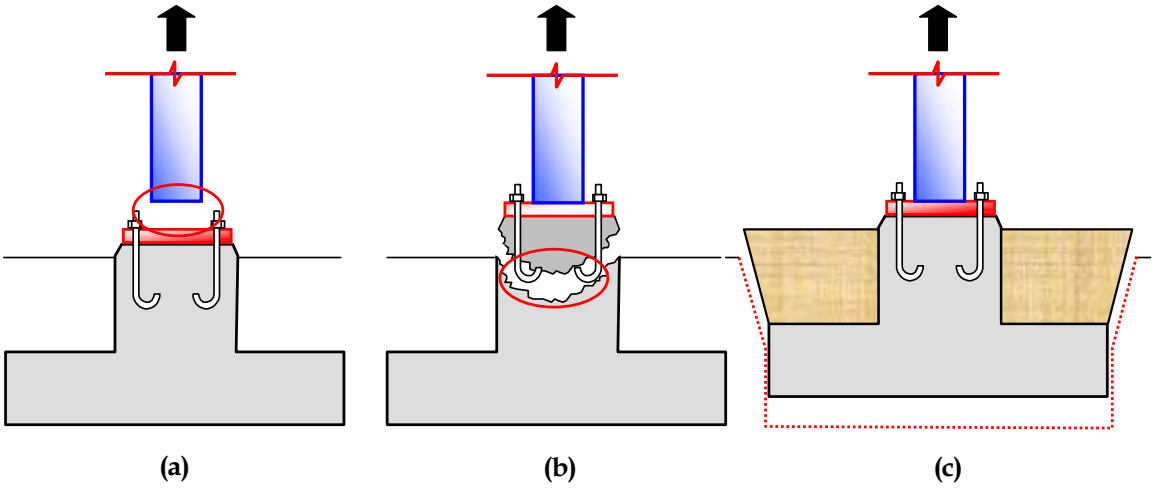



**Figura 5-7. Mecanismos de falla bajo cargas de succión por: (a) conexión columna-platina, (b) anclaje al concreto y (c) fundación liviana.**

De acuerdo con Newman (2003), una situación que se presenta con bastante frecuencia en los edificios industriales prediseñados, radica en que generalmente el diseño del sistema de fundación se realiza de manera separada al del resto de la estructura, debido a que quienes se encargan de la manufactura y diseño del edificio, no conocen las propiedades del suelo donde finalmente será construido. Dicha situación

podría favorecer la aparición de los mecanismos de falla que están relacionados en forma directa con la interacción entre la columna metálica y el sistema de fundación en concreto, como los que se muestran en las Figuras 5-7(b) y 5-7(c).

**Modelo de resistencia.**

El mecanismo de falla considerado en el presente trabajo para la conexión entre las columnas del sistema principal de resistencia y la fundación, se concentra en la capacidad del sistema de anclaje para resistir las fuerzas de succión y de corte, generadas por las presiones de viento actuantes sobre las fachadas y la cubierta de la estructura.

La metodología seguida es la establecida en el Apéndice D de la especificación ACI 318-02 "*Building Code Requirements for Structural Concrete*" (ACI 2002), en donde se establecen las provisiones para el diseño de sistemas de anclaje a miembros de concreto. Los requerimientos estipulados por el ACI 318-02 se basan en el método de Diseño por Capacidad del Concreto (CCD, por sus siglas en inglés), el cual ha mostrado mejores predicciones con relación a pruebas experimentales, para anclajes individuales y para anclajes afectados por los efectos de grupo y distancia al borde (como los que se presentan en las conexiones de columnas sobre pedestales), con respecto al tradicional método del cono de falla de 45 grados.

La filosofía de diseño planteada por el ACI 318-02 en el Apéndice D (ACI 2002), se fundamenta en la determinación de la condición más crítica bajo esfuerzos de tensión y corte, entre la resistencia de los anclajes de acero, y la capacidad del concreto en la zona de trabajo de los anclajes. Para tal fin la especificación establece cuatro mecanismos de falla bajo esfuerzos de tensión y tres bajo esfuerzos de corte (ver Tabla 5-1), así como una ecuación de interacción que permite considerar la acción simultánea de ambos tipos de esfuerzo. Los elementos de anclaje que están cobijados por la especificación se clasifican en dos grupos: (1) los anclajes fundidos en sitio (*cast-in-place*), entre los que se encuentran las barras con tuercas soldadas (*headed studs*), los pernos con cabeza (*headed*

*bolts*) y las barras con gancho (*hooked rods*) en forma de L o J; y (2) los anclajes mecánicos instalados después de fraguado el concreto (*post-installed*).

**Tabla 5-1. Criterios de falla para los anclajes al concreto definidos en el ACI 318-02.**

| Condición | Criterio | Sección ACI 318-02 |
|---|---|---|
| Tensión | Resistencia de las barras de anclaje a tensión | D.5.1 |
| | Fractura del concreto en la superficie superior | D.5.2 |
| | Adherencia entre las barras de anclaje y el concreto | D.5.3 |
| | Fractura del concreto en la superficie lateral | D.5.4 |
| Corte | Resistencia de las barras de anclaje a cortante | D.6.1 |
| | Fractura del concreto por tensión en corte | D.6.2 |
| | Fractura del concreto por compresión en corte | D.6.3 |

**Aplicación del modelo y limitaciones generales.**

En el Apéndice C de esta tesis se realiza la aplicación de la metodología establecida en el ACI 318-02 (ACI 2002) para estimar la capacidad de los anclajes al concreto, sobre las cuatro conexiones columna-fundación descritas en la Tabla 4-5. Los resultados presentados para cada una de las conexiones, constan de un esquema que describe las principales características geométricas de los elementos que conforman el sistema, acompañado por cuatro hojas electrónicas en las que se describen en detalle todos los cálculos realizados para estimar la capacidad resistente de la conexión, de acuerdo con los siete criterios indicados en la Tabla 5-1. Los resultados mostrados en detalle en el Apéndice C, corresponden únicamente al caso de columnas apoyadas sobre pedestales con resistencia a la compresión del concreto de 28MPa. Sin embargo, en la Tabla 5-2 se muestra un resumen de los resultados obtenidos para análisis adicionales, considerando una resistencia a la compresión del concreto de 21MPa, y columnas apoyadas sobre zapatas. Para obtener los resultados mostrados en la Tabla 5-2, se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

- Debido a las grandes concentraciones de esfuerzo (tanto de tracción como de compresión) presentes en la zona de los anclajes, se consideraron secciones agrietadas en todos los elementos de concreto.

- Presencia de refuerzo de confinamiento (barras #4 cada 10.2cm).
- Resistencias del concreto a compresión de 21 y 28MPa (3,000 y 4,000psi).
- Acero de los pernos de anclaje grado 36 con esfuerzo último $f_u$ = 400MPa (58,000psi).
- Los diámetros y las dimensiones de las cabezas de los pernos de anclaje fueron obtenidas de la especificación AISC-2002, Pág. 7-15.
- Conexiones articuladas, sin excentricidad de carga vertical y horizontal (de acuerdo con las prácticas de diseño convencionales).
- Todas las resistencias de los anclajes a tensión y corte fueron calculadas sin aplicar los factores de reducción de capacidad establecidos en la especificación ACI 318-02, de manera que representaran valores nominales.

**Tabla 5-2. Capacidades de las conexiones estudiadas a tensión y fuerza cortante para las resistencias del concreto a compresión indicadas y para columnas ubicadas sobre un pedestal y sobre la zapata.**

| | | Columna sobre pedestal | | | | Columna sobre zapata | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Conexión | f'c | Tensión | | Cortante | | Tensión | | Cortante | |
| Tipo | (MPa) | N (KN) | Criterio | V (KN) | Criterio | N (KN) | Criterio | V (KN) | Criterio |
| 1 | 21 | 53.91 | Concreto (D.5.2) | 70.59 | Concreto (D.6.2) | 110.57 | Concreto (D.5.3) | 211.83 | Barra (D.6.1) |
| 2 | 21 | 69.62 | Concreto (D.5.2) | 43.45 | Concreto (D.6.2) | 421.24 | Concreto (D.5.2) | 511.41 | Concreto (D.6.2) |
| 3 | 21 | 69.62 | Concreto (D.5.2) | 43.45 | Concreto (D.6.2) | 376.57 | Concreto (D.5.2) | 511.41 | Concreto (D.6.2) |
| 4 | 21 | 42.03 | Concreto (D.5.2) | 63.08 | Concreto (D.6.2) | 221.13 | Concreto (D.5.3) | 482.16 | Barra (D.6.1) |
| 1 | 28 | 62.24 | Concreto (D.5.2) | 81.51 | Concreto (D.6.2) | 147.42 | Concreto (D.5.3) | 211.83 | Barra (D.6.1) |
| 2 | 28 | 80.39 | Concreto (D.5.2) | 50.17 | Concreto (D.6.2) | 486.40 | Concreto (D.5.2) | 590.53 | Concreto (D.6.2) |
| 3 | 28 | 80.39 | Concreto (D.5.2) | 50.17 | Concreto (D.6.2) | 434.82 | Concreto (D.5.2) | 590.53 | Concreto (D.6.2) |
| 4 | 28 | 48.54 | Concreto (D.5.2) | 72.84 | Concreto (D.6.2) | 294.84 | Concreto (D.5.3) | 483.43 | Barra (D.6.1) |

Los resultados de la Tabla 5-2 permiten apreciar de manera generalizada la reducción en la capacidad de la conexión, tanto a tensión como a corte, por efecto de la localización de los pernos de anclaje cerca a los bordes de los elementos de concreto. Este resultado se ve reflejado en que todas las resistencias para el caso de columnas apoyadas sobre pedestales, presentan capacidades menores que las obtenidas para columnas ubicadas

sobre zapatas, con la particularidad de que su capacidad se encuentra controlada por la falla por fractura del concreto.

Para el caso de las capacidades a tensión, se puede observar un incremento en la resistencia de las conexiones tipo dos y tres respecto a las tipo uno y cuatro, debido fundamentalmente a que junto con el aumento en las dimensiones del pedestal, se logra mantener la acción conjunta del grupo de anclajes, lo cual incrementa el área de la sección de concreto resistente bajo esfuerzos de tensión (ver resultados Apéndice C). Lo contrario ocurre con las capacidades a cortante, en donde el aumento en las dimensiones del pedestal produjo una disminución en la resistencia de la conexión. Lo anterior se debe a que en las conexiones tipo dos y tres, además del aumento en la sección de concreto, se produce también un aumento en la separación de los pernos de anclaje, la cual bajo esfuerzos de corte, supera al espaciamiento límite para permitir su acción conjunta. Por esta razón, la resistencia a corte para las conexiones tipo dos y tres, viene definida únicamente por la capacidad que proporcionan los anclajes de manera individual y no por el efecto de grupo. De acuerdo con el ACI 318-02 (ACI 2002), la acción conjunta de los anclajes bajo esfuerzos de tensión, se logra únicamente cuando su espaciamiento no supera al triple de la profundidad efectiva de anclaje, mientras que bajo esfuerzos de corte, esto sólo ocurre cuando el espaciamiento es menor que el triple de la distancia del anclaje al borde del pedestal, en el sentido de la carga.

Otro aspecto que se puede apreciar es cómo en todos los casos el incremento en la resistencia a la compresión del concreto de 21MPa a 28MPa, produjo un aumento en la capacidad de la conexión de aproximadamente un 15%, sin que se modificaran los modos de falla obtenidos.

Los resultados obtenidos para las columnas apoyadas sobre zapatas permiten evidenciar que sin la influencia de un borde cercano a los anclajes, la resistencia de las conexiones estudiadas se incrementa, y ya no se encuentra controlada exclusivamente por la fractura del concreto. Para las conexiones tipo uno y cuatro, el menor espaciamiento entre los anclajes con respecto a las conexiones tipo dos y tres, origina que

ahora la capacidad de la conexión bajo esfuerzos de tensión, venga controlada por la adherencia entre las barras de anclaje y el concreto de la zapata, mientras que bajo esfuerzos de corte, ésta se encuentre definida por la resistencia al cortante de las barras de anclaje.

Las similitudes en las capacidades obtenidas para las conexiones tipo 2 y 3 en columnas apoyadas sobre pedestales, para esfuerzos tanto de tensión como de corte, permiten apreciar el efecto nulo que sobre la capacidad de la conexión induce el aumento en la profundidad de anclaje efectiva (única diferencia entre estos dos tipos de conexiones), debido a que la cercanía de los anclajes al borde del pedestal no permite que se desarrolle toda la superficie de falla potencial asociada a dicha profundidad.

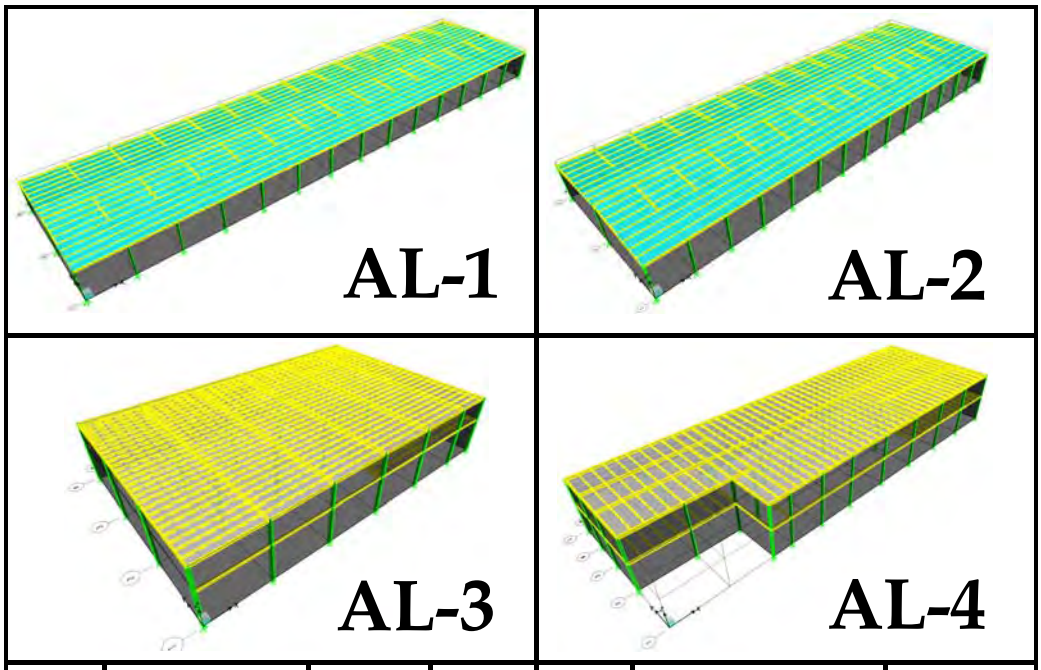
Los resultados obtenidos para las conexiones estudiadas en el caso de columnas ubicadas sobre pedestales (práctica constructiva usual para la fundación en edificios industriales), muestran que los esfuerzos tanto de tensión como de corte pueden llegar a ser críticos dependiendo de las características de la conexión. Teniendo en cuenta que parámetros como el diámetro de las barras de anclaje, la profundidad de anclaje efectiva y la resistencia del concreto, presentan valores aproximadamente similares para las conexiones encontradas en los planos, se puede establecer que las dimensiones del pedestal y la distribución de los anclajes, constituyen las variables de mayor incidencia sobre la capacidad de la conexión, considerando que éstas definen en buena parte el desarrollo de mecanismos de resistencia tales como el relacionado con la acción de grupo de anclajes.

**Evaluación de los efectos del viento sobre la conexión columna-fundación.**

Con el propósito de verificar la condición de trabajo de las columnas en la cual los efectos del viento sobre la estructura pueden llegar a ser críticos para la conexión al sistema de fundación, se elaboraron modelos computacionales de cuatro edificaciones encontradas en los planos revisados. Las edificaciones modeladas están clasificadas como Tipo II y Tipo III de acuerdo con la Tabla 4-1 (sistemas metálicos en fachadas y cubierta), y sobre ellas se realizaron análisis estáticos lineales bajo presiones inducidas

por viento. Los modelos fueron elaborados en el programa ETABS versión 8.5 (CSI 2004), que es un programa especializado para el análisis de edificaciones que cuenta con herramientas que simplifican en buena parte el proceso de modelación de la estructura y de generación de cargas sobre la misma. En la Tabla 5-3 se muestran los modelos tridimensionales elaborados en ETABS y algunas de sus principales características tales como dimensiones en planta, distancia entre pórticos, número de pisos, altura, forma e inclinación de la cubierta y el tipo de secciones en vigas y columnas (prismáticas o variables en la longitud).

**Tabla 5-3. Características generales de los modelos elaborados en ETABS.**




| Modelo | Dimensiones en planta | | Distancia entre pórticos (m) | Número de pisos | Altura (m) | Cubierta | | Secciones en vigas y columnas |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Mayor (m) | Menor (m) | | | | Forma | Inclinación (Grados) | |
| AL-1 | 150 | 35 | 10, 17 | 1 | 10 | 2 aguas | 5 | Variables |
| AL-2 | 109 | 35 | 7, 17 | 1 | 10 | 2 aguas | 5 | Variables |
| AL-3 | 38 | 24 | 4, 6, 8 | 2 | 8 | plana | 1 | Prismáticas |
| AL-4 | 68 | 23 | 4 -8 | 2 | 12 | plana | 1 | Prismáticas |

En la Tabla 5-3 se aprecia que los modelos AL-1 y AL-2 son estructuras regulares de un solo piso, compuestas por pórticos en una dirección de una sola luz, cubierta a dos

aguas, y con vigas y columnas metálicas de sección variable en la longitud. Los modelos AL-3 y AL-4 por otra parte corresponden a estructuras de dos niveles, en donde el piso intermedio ocupa parcialmente la planta de la edificación, con pórticos de luces múltiples en ambas direcciones, cubiertas esencialmente planas y con vigas y columnas convencionales de acero estructural. Se emplearon los elementos no prismáticos definidos en ETABS para modelar las vigas y columnas de sección variable que conforman el sistema principal de resistencia de los modelos AL-1 y AL-2. En todos los modelos las conexiones entre vigas y columnas fueron trabajadas como resistentes a momentos, de acuerdo con los detalles constructivos observados en los planos revisados, así como todas las conexiones en la base de las columnas se modelaron articuladas, de acuerdo con las prácticas de diseño predominantes en este tipo de edificaciones. La Figura 5-8 presenta un esquema donde se resumen las consideraciones anteriores.

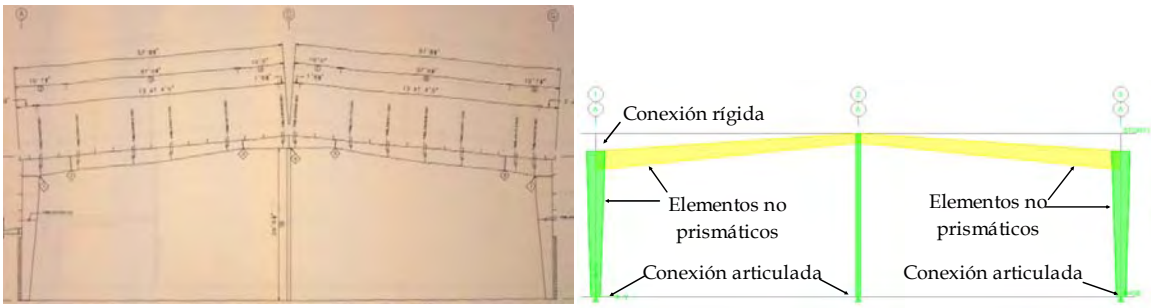



**Figura 5-8. Elementos no prismáticos empleados para representar las vigas y columnas de sección variable en los modelos AL-1 y AL-2, y condiciones de apoyo y tipo de unión entre elementos utilizadas en todos los modelos.**

Como propiedades del material para las vigas y columnas de acero modeladas se utilizó un módulo de elasticidad E = 200,000 MPa, una densidad de 7,850 kg/m$^3$ y una relación de Poisson $\mu$ = 0.3.

Las cargas originadas por el viento sobre la estructura, representadas típicamente por medio de presiones normales a sus superficies de fachada y cubierta, fueron introducidas a los modelos elaborados por medio del generador de cargas de ETABS, el

cual permite considerar entre las metodologías propuestas por distintas especificaciones para la estimación de cargas de viento, la establecida en la especificación ASCE 7-98 (similar a ASCE 7-02). Los coeficientes de presión externa empleados, son los utilizados para el análisis y diseño del sistema principal de resistencia a cargas laterales en edificaciones de todas las alturas, establecidos en la Figura 6-6 de la especificación ASCE 7-02. Los valores de los coeficientes de presión interna y externa fueron asignados manualmente a las superficies de fachada y cubierta de los modelos de acuerdo con su localización. Estas superficies fueron creadas en la zona de cubierta, mediante elementos tipo cáscara con rigidez flexional equivalente a las de las láminas tipo B, y en la zona de las fachadas, por medio de "Áreas Nulas" (*Null Areas*), que son elementos del programa que no aportan ni masa ni rigidez al modelo, útiles para definir cargas debidas a presiones basadas en áreas aferentes. El producto entre el coeficiente de presión interna y el factor de ráfaga GCpi se trabajó con un valor de ±0.18, correspondiente a una clasificación de cerramiento "cerrada" (Figura 6-5 ASCE 7-02), de acuerdo con el porcentaje de aberturas en fachadas obtenido de los planos revisados. Las fuerzas resultantes debidas al viento sobre el sistema principal resistente de la estructura, fueron calculadas internamente por el programa teniendo en cuenta: (1) el área expuesta del elemento, (2) los coeficientes de presión interna y externa asignados, (3) la altura del elemento sobre el nivel de la base de la estructura y (4) todos los demás parámetros establecidos en ASCE 7-02 (ASCE 2002) como: velocidad de viento, categoría de exposición, factor topográfico, factor de direccionalidad, factor de ráfaga y coeficiente de importancia. La Figura 5-9 muestra las presiones externas generadas por ETABS sobre la cubierta y las fachadas de uno de los modelos elaborados.

Se realizaron análisis para las velocidades de viento de ráfaga de 3 segundos, equivalentes a los límites para cada categoría de huracán de acuerdo con la escala Saffir-Simpson, y para las tres categorías de exposición definidas en ASCE 7-02 (ASCE 2002). El factor de direccionalidad $k_d$ se trabajó con un valor igual a uno, debido a que se consideró al viento proveniente desde de la dirección más crítica para la estructura. Valores unitarios se trabajaron igualmente para el factor topográfico $k_{zt}$ y el coeficiente de importancia I.

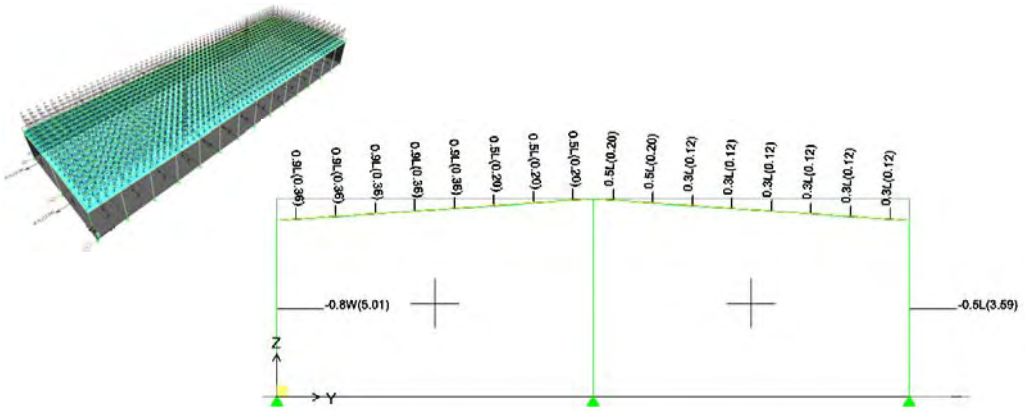



**Figura 5-9. Presiones de viento sobre la estructura calculadas por el generador de cargas de viento de ETABS.**

Los estados de carga considerados incluyen el peso propio de la estructura y las presiones internas y externas generadas por el viento. Como peso propio se consideró el peso de los componentes modelados: vigas, columnas, y las láminas de cubierta con sus elementos secundarios de apoyo, además de incluir un 10% de este peso como carga adicional, con el fin de tener en cuenta el peso de los elementos de conexión, del sistema de fachada y de otros sistemas permanentes como instalaciones eléctricas, ventilación, etc. Los efectos del peso propio se traducen en reacciones de compresión en la base de las columnas, las cuales favorecen la resistencia al arrancamiento de la conexión a la fundación, y en reacciones de corte de menor magnitud, cuya orientación depende de la configuración del sistema principal de resistencia. En pórticos de una luz por ejemplo, típicamente las bases de las columnas tienden a separarse bajo los efectos de las cargas gravitatorias, dando origen a las reacciones que se muestran en la Figura 5-10.

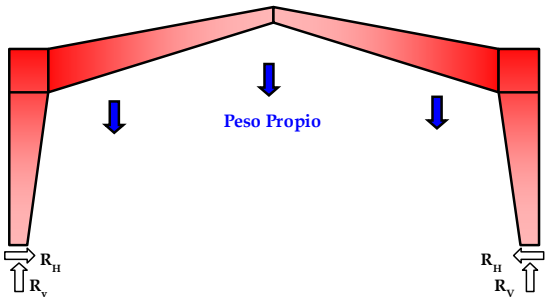



**Figura 5-10. Reacciones típicas en pórticos de una luz bajo cargas gravitatorias.**

Por otra parte, los estados de carga de viento considerados en los análisis incluyen presiones sobre la fachada de barlovento, succiones sobre la cubierta y las fachadas laterales y de sotavento, y las condiciones de presión positiva y negativa desarrolladas en el interior de la edificación. En la Figura 5-11 se presentan los estados de carga descritos, junto con los respectivos efectos generados sobre los apoyos articulados de las columnas en un pórtico de una luz. Las reacciones correspondientes a las cargas de succión que actúan en la zona de cubierta se muestran en la Figura 5-11(a). Como se mencionó anteriormente, las succiones en la cubierta presentan una mayor intensidad en la parte más cercana a la fachada de barlovento (lado izquierdo del pórtico en la Figura 5-11(a)), ocasionando que las columnas localizadas en esta zona de la edificación, presenten las tensiones más elevadas. Adicionalmente las cargas de succión en la cubierta también inducen a que las bases de las columnas tiendan a unirse, dando origen a las reacciones horizontales hacia el exterior del pórtico que se aprecian en dicha figura.

Los efectos producidos por la acción de las presiones laterales sobre las fachadas de la estructura se presentan en la Figura 5-11(b). Fuerzas cortantes se originan en las bases de las columnas en la dirección contraria al flujo del viento, así como un par de cargas verticales correspondientes al efecto de vuelco generado sobre la edificación. En las partes (c) y (d) de la Figura 5-11 se muestran las condiciones de presión positiva y negativa desarrolladas en el interior de la estructura, respectivamente. En este último caso, la magnitud y sentido de las fuerzas cortantes que aparecen en la base de las columnas, son el resultado de la combinación entre los efectos producidos por las presiones laterales sobre las fachadas, y los efectos de unión o separación inducidos por las presiones o succiones actuantes en la zona cubierta.

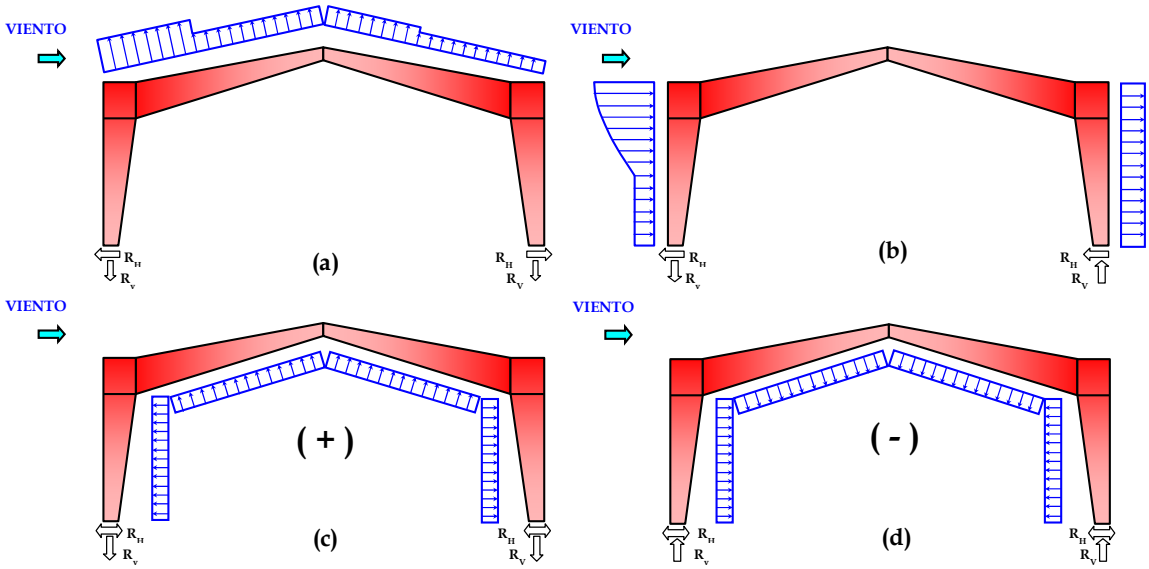



**Figura 5-11. Estados de carga por viento considerados en los análisis, (a) presiones externas en cubierta, (b) presiones externas en fachadas (c) presiones internas positivas, (d) presiones internas negativas.**

Los efectos que acaban de ser descritos en las Figuras 5-10 y 5-11, fueron considerados con el propósito de identificar las condiciones más críticas para la conexión de las columnas al sistema de fundación, bajo esfuerzos de tensión y corte. Para tal fin y buscando además encontrar las tendencias en los resultados que permitieran simplificar el proceso de análisis, las reacciones obtenidas para cada columna en los cuatro modelos estudiados bajo los estados de carga descritos, fueron clasificadas de acuerdo con los siguientes criterios: (1) área aferente en la planta de cubierta, (2) localización respecto a la fachada de barlovento y (3) carga adicional por efecto de niveles intermedios (entrepisos). Estos criterios de clasificación se ilustran en la Figura 5-12. Por medio del área aferente de la columna y de su localización respecto a la fachada de barlovento (Figura 5-12 (a)), se pretendió considerar la carga de tensión transferida y la variación de la misma sobre cada columna, por efecto de variación de las cargas succión en la zona de cubierta. Mediante la identificación de las columnas que no soportan el peso de niveles intermedios, se buscó identificar aquellas conexiones a la fundación sobre las cuales las fuerzas resultantes de tensión podrían ser más elevadas.

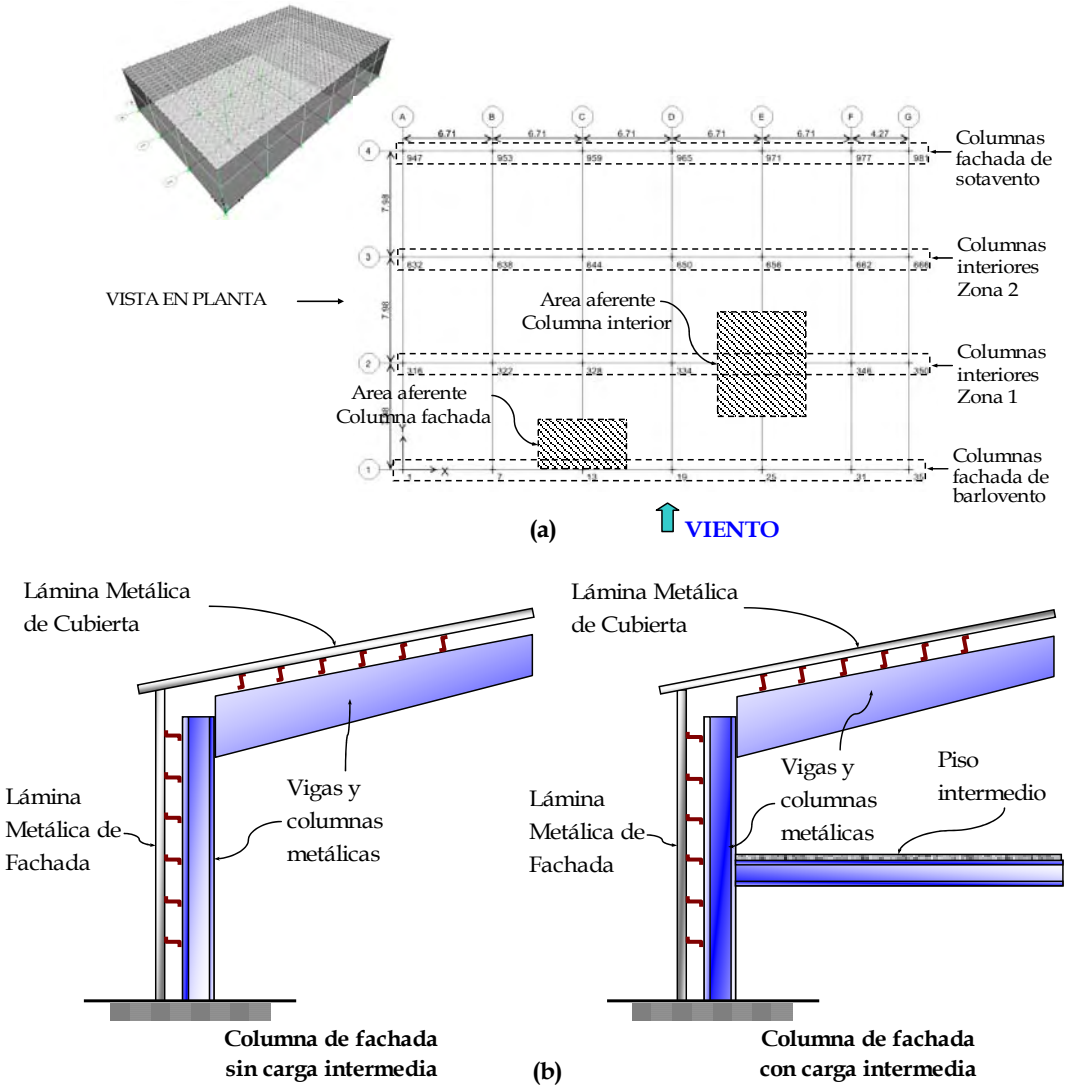



**Figura 5-12. Criterios de clasificación para las columnas, utilizados en el estudio de las reacciones obtenidas (a) área aferente y localización, (b) presencia de carga intermedia.**

**Resultados obtenidos.**

En el Apéndice D de esta tesis se incluyen las reacciones obtenidas en la base de las columnas de todos los modelos elaborados, para los análisis estáticos correspondientes a velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos de 90, 117, 135, 160 y 189 mph y para las tres categorías de exposición definidas en ASCE 7-02. Los resultados se presentan por medio de gráficas que corresponden a la aplicación de los criterios de clasificación mostrados en la Figura 5-12, en las cuales se ha utilizado el área aferente en la planta de

cubierta de cada columna, como parámetro básico de variación de las reacciones horizontales y verticales encontradas. La selección de este parámetro obedeció a que se esperaba algún tipo de relación directa entre ambas variables, teniendo en cuenta la naturaleza de las cargas de viento (presiones), además de ser una característica relativamente fácil de estimar por medio de inspección visual o a través de planos. El tipo de relación considerado fue lineal, por lo que en todas las figuras se adicionó una línea de tendencia con su respectiva ecuación y coeficiente de correlación, usando técnicas de regresión por mínimos cuadrados en Microsoft Excel. Lo anterior facilitó la identificación de los casos en que se obtenía una mejor representación de los resultados para las variables y el tipo de relación considerados.

Los resultados correspondientes a las reacciones verticales se muestran en las Figuras D-1 a D-15. Para cada combinación entre velocidad de viento y categoría de exposición, se presenta un conjunto de seis gráficas en donde se puede apreciar el efecto de la carga gravitatoria adicional en la columna debido a la existencia de pisos intermedios (Figuras (a) y (b)) y la variación en las reacciones a causa de la ubicación de la columna en la estructura (Figuras (c), (d), (e) y (f)). En el análisis de las reacciones verticales fueron consideradas únicamente presiones internas positivas, ya que ésta representaba la condición de carga crítica a tensión para la conexión columna-fundación (ver Figura 5-11). Los valores positivos en el eje de las fuerzas en cada una de las figuras, representan compresiones en la base de las columnas, así como valores negativos indican condición de tensión.

Las gráficas correspondientes a las reacciones verticales en todas las columnas (parte (a), Figuras D-1 a D-15), permiten observar el predominio de las reacciones de compresión sobre la fundación para las velocidades de viento más bajas (valores positivos de la fuerza), así como también la forma en que algunas de estas reacciones alcanzan de manera progresiva el estado de tensión, con el incremento en las velocidades de viento (presencia cada vez mayor de puntos por debajo del eje horizontal). Al considerar únicamente las reacciones correspondientes a las columnas que no presentan carga gravitatoria adicional por efecto de pisos intermedios (parte (b),

Figuras D-1 a D-15), se aprecia que una gran cantidad reacciones a compresión no aparecen (puntos por encima del eje horizontal) y sólo prevalecen aquellas reacciones que se encuentran o están próximas al estado de tensión (puntos cercanos o por debajo del eje horizontal). Casi la totalidad de las reacciones verticales en este grupo de columnas, se encuentran bajo condiciones de tensión para velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos de 135 mph o superiores, lo cual permite corroborar que la condición de carga gravitatoria de la columna representa un aspecto crítico para la conexión a la fundación bajo esfuerzos de tensión.

El efecto de la localización en planta de las columnas que se encuentran trabajando únicamente bajo esta última condición de carga, para ubicaciones sobre la fachada de barlovento, en las zonas interiores uno y dos, y en la fachada de sotavento (de acuerdo a la Figura 5-12(a)), puede ser observado en las gráficas (c), (d), (e) y (f) de las Figuras D-1 a D-15, respectivamente. Se aprecia que la ubicación correspondiente a la fachada de barlovento presenta las reacciones a tensión más elevadas para el rango de velocidades de viento estudiado, seguidas por las reacciones en las columnas interiores contiguas de los pórticos de luces múltiples (zona interior uno). También se puede apreciar que las reacciones verticales de las columnas localizadas sobre las fachadas de barlovento, presentan en general el mejor ajuste respecto al comportamiento lineal propuesto, en función del área aferente en planta de cada columna. En las demás localizaciones consideradas (zona interior dos y fachada de sotavento), la mayoría de las reacciones se encuentran en estado de compresión para las velocidades de ráfaga viento más bajas, y aunque alcanzan la condición de tensión para velocidades superiores, éstas resultan menos críticas que las obtenidas para las columnas localizadas sobre las fachadas.

Los resultados para las reacciones horizontales en la base de las columnas de los modelos elaborados se muestran en las Figuras D-16 a D-31. Cada figura se encuentra conformada por un conjunto de ocho gráficas correspondientes a una combinación particular entre velocidad de viento y categoría de exposición, las cuales permiten observar fundamentalmente la variación en las reacciones a causa de la ubicación en planta de la columna, bajo condiciones de presión interna positiva (gráficas lado

izquierdo) y negativa (gráficas lado derecho). Todas las reacciones horizontales mostradas en las figuras presentan valores negativos, debido a que la carga de viento fue definida para actuar en el sentido positivo del eje global de coordenadas de cada modelo. La condición de carga gravitatoria de las columnas, no fue considerada en este caso como un criterio para tratar de identificar la variación en las reacciones horizontales, debido a que no se observó un cambio significativo en las tendencias obtenidas por efecto de tal condición.

Las reacciones horizontales correspondientes a todas las columnas que se presentan en la parte (a) de las Figuras D-16 a D-31, permiten observar que cuando se consideran los resultados obtenidos para todas las localizaciones a la vez, no es posible conseguir una tendencia lineal bien definida entre las fuerzas cortantes desarrolladas en la base de las columnas y su área aferente en planta. Sin embargo, se aprecia la similitud que existe en las tendencias y magnitudes de las reacciones para ambas condiciones de presión interna, en todas las velocidades de viento consideradas (ecuaciones mostradas en las gráficas), lo cual es consecuencia del efecto nulo de las presiones internas sobre las fuerzas de corte resultantes en la base de todas las columnas de la edificación.

Por otra parte, los resultados que se muestran de manera individual para las columnas ubicadas sobre la fachada de barlovento, en la zona interior uno y en la fachada de sotavento, por medio de las gráficas (b), (c) y (d) de las Figuras D-16 a D-31 respectivamente, permiten apreciar que existen tendencias bien diferenciadas entre las reacciones horizontales de las columnas y su área aferente en planta, por efecto de la localización de la columna en la estructura. De las tres localizaciones estudiadas, se aprecia que las columnas que se encuentran sobre las fachadas de barlovento, bajo condiciones de presión interna negativa (gráfica a la derecha parte (b) Figuras D-16 a D-31), presentan las magnitudes más elevadas para las reacciones horizontales, así como un buen ajuste respecto al comportamiento lineal propuesto en función del área aferente en planta. Se aprecia igualmente que este comportamiento lineal, mejora en la medida en que la condición de carga de viento supera los efectos de las cargas gravitatorias en todas las columnas. Por el contrario, las reacciones horizontales obtenidas para las zonas

interiores (parte (c)) y las fachadas de sotavento (parte (d)) de los modelos, presentan un comportamiento bastante disperso respecto al área aferente, y tampoco muestran algún tipo de tendencia con el incremento en las velocidades de viento. Los resultados correspondientes a las columnas localizadas en el interior de la estructura (parte (c)), no muestran ninguna variación por efecto de la condición de presión interna, lo que indica que es sobre las zonas de fachada, donde se concentra exclusivamente el aumento o disminución de las reacciones horizontales debido a los cambios de presión en el interior de la edificación.

En conclusión, se observa que los efectos más desfavorables obtenidos para la conexión entre la columna y el sistema de fundación, a causa de las reacciones verticales y horizontales desarrolladas por la acción de las cargas de viento sobre la estructura, se presentan en ambos casos, y tanto para pórticos de una luz como para pórticos de múltiples luces, en la base de las columnas que se encuentran localizadas en las zonas de fachada. Para las reacciones verticales, la condición crítica la representa el estado de tensión en la conexión, el cual puede alcanzarse en columnas de fachada que presentan bajos niveles de carga gravitatoria, cuando se encuentran sometidas a condiciones de presión interna positiva. En el caso de las reacciones horizontales, la condición crítica está definida por la magnitud de las fuerzas de corte generadas en la base de todas las columnas de fachada, sin importar su nivel de carga gravitatoria, las cuales resultan más desfavorables bajo condiciones de presión interna negativa. Este resultado parece estar de acuerdo con los mecanismos de falla que involucran la conexión entre la columna y el sistema de fundación, y que han podido ser observados en eventos anteriores sobre edificaciones industriales.

**Aproximación de los efectos del viento sobre la conexión columna-fundación.**

Dado que los resultados obtenidos para las dos condiciones críticas correspondientes a las reacciones verticales y horizontales, presentaron buenos ajustes (cuadrado de los coeficientes de correlación en su mayoría por encima de 0.9) respecto a las tendencias lineales propuestas en función del área aferente en planta de cada columna, se propone el uso de dichas relaciones con el fin de realizar una estimación aproximada de las

fuerzas de tensión y corte resultantes en la base de las columnas de fachada de edificaciones industriales livianas, sin tener que recurrir a procesos de modelación y análisis. La Tabla 5-4 presenta los valores de la pendiente, m, intercepto con el eje de las ordenadas, b, y cuadrado del coeficiente de correlación entre las variables, $R^2$, obtenidos para relaciones lineales de la forma $F = m \cdot A_f + b$, en donde F representa el valor de la fuerza de tensión $F_t$ o corte $F_v$ en la base de la columna según sea el caso, en KN, y $A_f$ es el área aferente en planta de la columna respectiva, en $m^2$. Los valores de m y b en la Tabla 5-4, son presentados para las velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos, equivalentes a las velocidades sostenidas de un minuto que definen los límites de categoría de huracán de acuerdo con la escala Saffir-Simpson (valores entre paréntesis), y para las tres categorías de exposición establecidas en ASCE 7-02. Las Figuras 5-13 y 5-14 muestran en forma gráfica las relaciones lineales descritas por medio de los parámetros de la Tabla 5-4, para las fuerzas de tensión y corte en la base de las columnas, respectivamente.

**Tabla 5-4. Valores de la pendiente m, intercepto con el eje de las ordenadas b y cuadrado del coeficiente de correlación $R^2$, para las relaciones lineales propuestas entre las reacciones de tensión y corte en las columnas de fachada y su área aferente en planta, para las velocidades de viento y categorías de exposición indicadas.**

| | | Fuerzas de Tensión ($F_t$) | | | Fuerzas Cortantes ($F_v$) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| V (mph) | Exposición (ASCE 7-02) | m | b (KN ) | $R^2$ | m | b (KN ) | $R^2$ |
| 90 (74) | B | 0.267 | -2.709 | 0.889 | 0.141 | 13.564 | 0.724 |
| 90 (74) | C | 0.466 | 2.133 | 0.936 | 0.271 | 17.838 | 0.858 |
| 90 (74) | D | 0.592 | 5.213 | 0.947 | 0.354 | 20.649 | 0.888 |
| 117 (95) | B | 0.627 | 5.610 | 0.948 | 0.362 | 19.882 | 0.893 |
| 117 (95) | C | 0.963 | 13.784 | 0.960 | 0.581 | 27.093 | 0.924 |
| 117 (95) | D | 1.176 | 19.010 | 0.963 | 0.724 | 31.545 | 0.931 |
| 135 (110) | B | 0.920 | 12.360 | 0.959 | 0.541 | 25.020 | 0.921 |
| 135 (110) | C | 1.367 | 23.249 | 0.965 | 0.834 | 34.618 | 0.937 |
| 135 (110) | D | 1.650 | 30.206 | 0.967 | 1.021 | 40.936 | 0.942 |
| 160 (130) | B | 1.395 | 23.344 | 0.965 | 0.833 | 33.360 | 0.939 |
| 160 (130) | C | 2.024 | 38.628 | 0.968 | 1.244 | 46.839 | 0.947 |
| 160 (130) | D | 2.422 | 48.395 | 0.969 | 1.507 | 55.713 | 0.950 |
| 189 (155) | B | 2.047 | 38.415 | 0.968 | 1.233 | 44.815 | 0.948 |
| 189 (155) | C | 2.925 | 59.755 | 0.970 | 1.807 | 63.612 | 0.953 |
| 189 (155) | D | 3.480 | 73.371 | 0.971 | 2.174 | 76.006 | 0.954 |

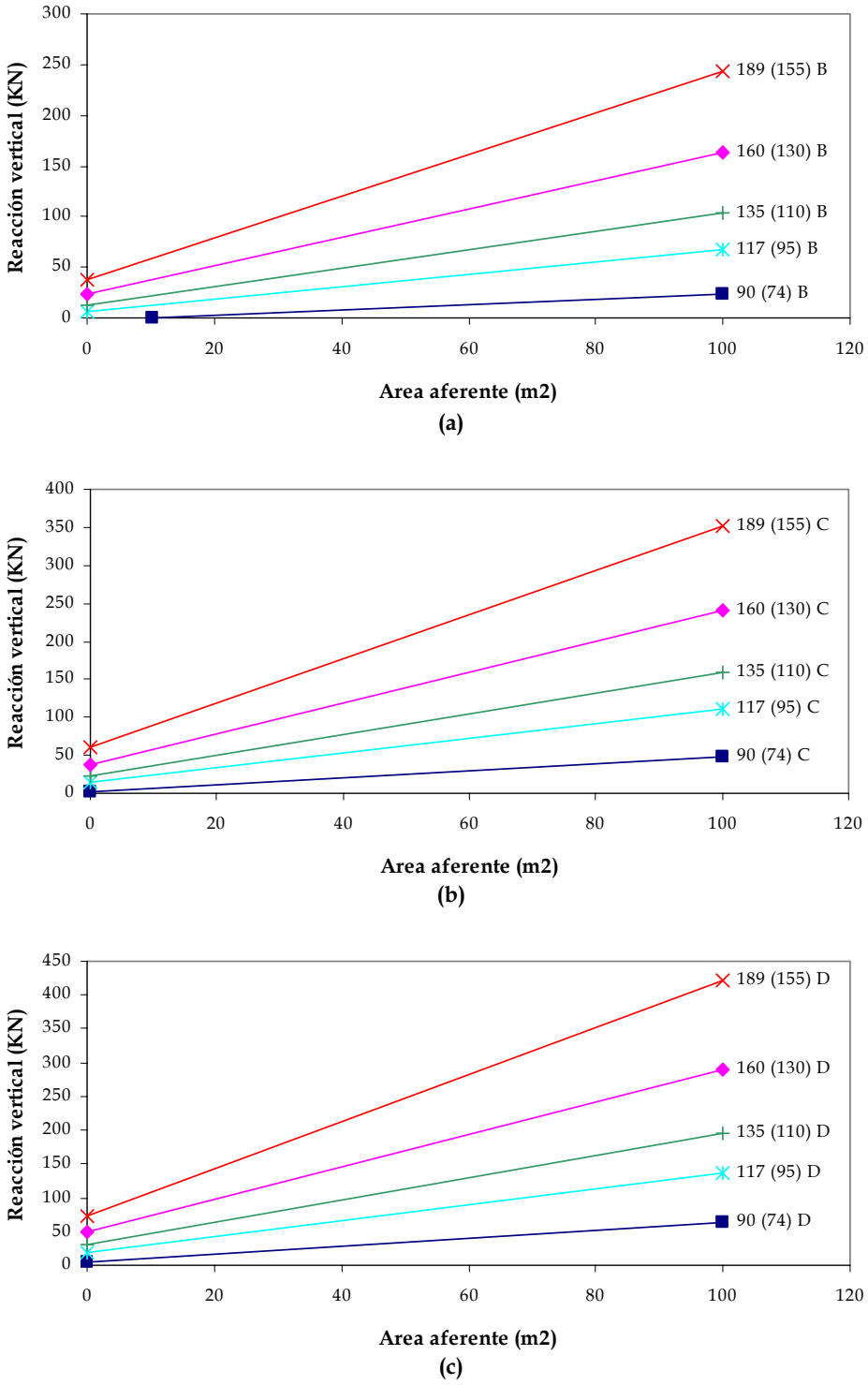



**Figura 5-13. Relaciones obtenidas entre las reacciones de tensión en las columnas de fachada y su área aferente en planta, para las velocidades de viento indicadas, (a) categoría de exposición B, (b) categoría de exposición C y (c) categoría de exposición D.**

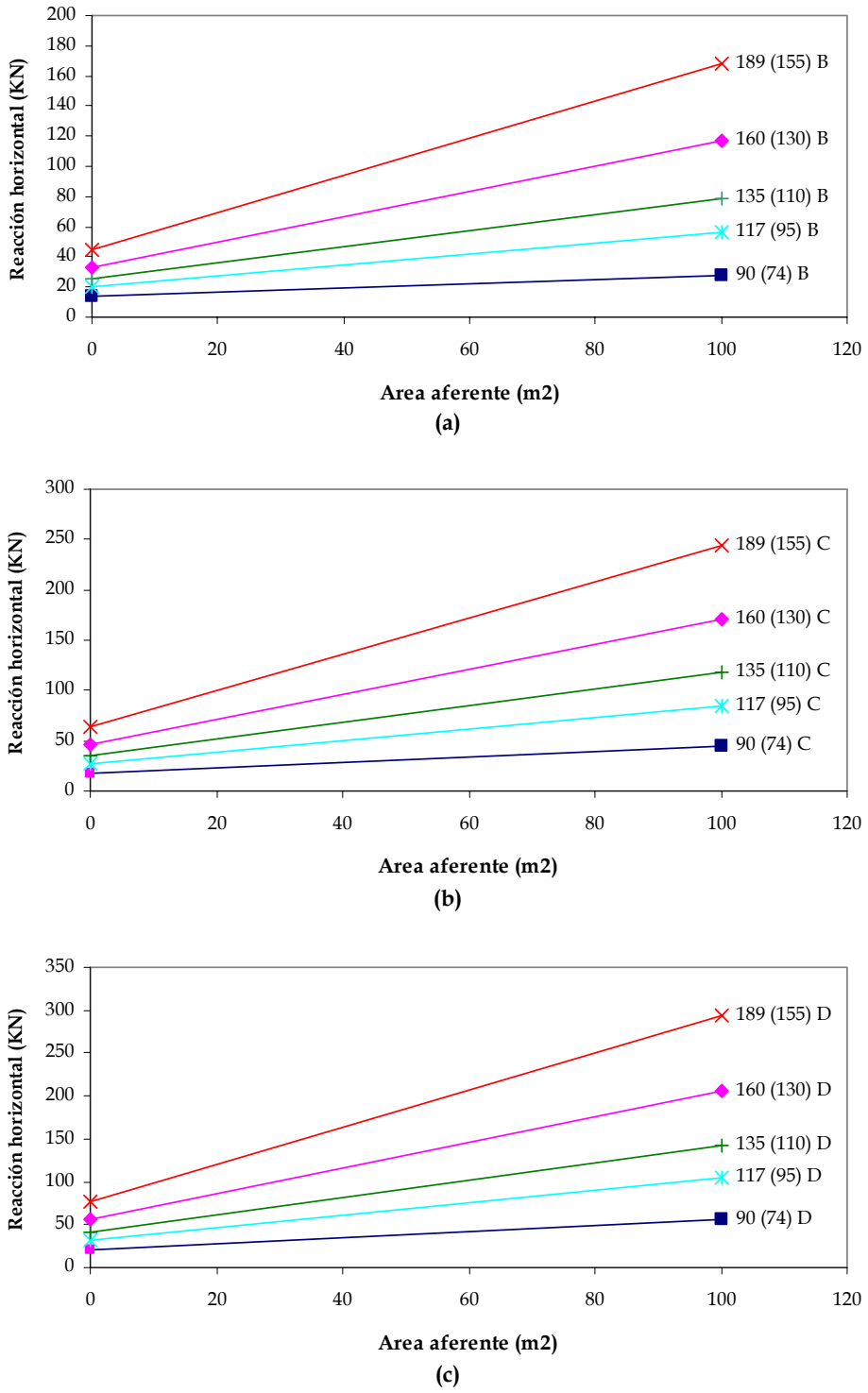



**Figura 5-14. Relaciones obtenidas entre las reacciones horizontales en las columnas de fachada y su área aferente en planta, para las velocidades de viento indicadas, (a) categoría de exposición B, (b) categoría de exposición C y (c) categoría de exposición D.**

Empleando las ecuaciones definidas por medio de los parámetros de la Tabla 5-4 o utilizando las relaciones gráficas de las Figuras 5-13 y 5-14, y tendiendo como datos de entrada: (1) la capacidad de la conexión en KN, bien sea para alguno de los casos contenidos en la Tabla 5-2, u obteniéndola aplicando la metodología del ACI 318-02 (ACI 2002), y (2) el área aferente en planta de la columna en $m^2$, es posible expresar la capacidad de la conexión columna-fundación en términos de velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos, para las tres categorías de exposición consideradas. Las capacidades de las conexiones expresadas de esta manera, permiten realizar la estimación del escenario de daño probable para la estructura, de acuerdo con la metodología desarrollada en el presente trabajo. En el capítulo siguiente se presenta un ejemplo de aplicación donde se explica en detalle este procedimiento.

Se debe recalcar que la aplicabilidad de las relaciones propuestas se limita únicamente a columnas localizadas sobre las fachadas de edificaciones industriales livianas, y que para su estimación se realizaron consideraciones como:

- Estructuras de baja altura (uno o dos pisos), con sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica.
- Estructuras cerradas.
- Bajos niveles de carga gravitatoria para el caso de reacciones verticales de tensión.
- Viento proveniente de la dirección más desfavorable para la estructura.
- No se incluyen factores topográficos.
- Conexión no resistente a momentos en la base de todas las columnas.
- Efectos correspondientes solamente a la combinación entre carga de viento y peso propio.

En el presente trabajo se propone la utilización de la metodología establecida en el ACI 318-02 (ACI 2002) para estimar la capacidad de las conexiones entre la columna y el sistema de fundación bajo esfuerzo de tensión y corte, así como el uso de las relaciones lineales mostradas en la Tabla 5-4 o en las Figuras 5-13 y 5-14, para realizar la estimación

aproximada de los efectos más críticos causados por el viento sobre esta parte de la edificación.

En el estudio de la capacidad de las conexiones elaborado en esta sección, se desarrollaron mecanismos para analizar de manera independiente los efectos producidos por los esfuerzos de tensión y corte presentes en la base de las columnas, buscando simplificar el manejo de las variables del problema. Sin embargo, se recomienda en trabajos futuros considerar la interacción entre ambos tipos de esfuerzo, ya que estos pueden llevar a condiciones críticas para la conexión con niveles de esfuerzo más bajos que los obtenidos para el caso individual. Otro aspecto recomendable basado en el criterio y observaciones de expertos en el campo del diseño de edificaciones industriales, radica en la verificación de la capacidad del sistema de fundación en concreto para resistir adecuadamente las fuerzas de succión (Figura 5-7(c)), para lo cual se requiere de información relacionada con las dimensiones de zapatas y profundidades de cimentación, que no fueron posibles de determinar en el presente estudio.

# 6 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

## 6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se elaboran tres ejemplos de aplicación de la metodología de estimación de daño desarrollada en el presente trabajo, con el fin de ilustrar la forma en que se deben emplear los modelos de resistencia utilizados, en la determinación del escenario de daño probable para la estructura. El primer caso corresponde a una edificación industrial real, que presenta un sistema de fachada combinado en altura con bloques de concreto y paneles metálicos, algunas ventanas en vidrio sobre sus fachadas, y un sistema de cubierta en lámina metálica. La anterior descripción se ajusta a la de una edificación Tipo IV de acuerdo con la clasificación establecida en la Tabla 4-1.

Seguidamente se considera otra edificación industrial real que emplea sistemas livianos en lámina metálica en la totalidad de las fachadas y en la cubierta. Este segundo caso se ajusta más a la descripción de una edificación Tipo II de acuerdo con la Tabla 4-1. En ambos casos, toda la información utilizada para la aplicación de la metodología fue obtenida de los planos de construcción de cada estructura. El último caso corresponde a una edificación de 12 pisos localizada en Mayagüez, para la cual se realiza únicamente la revisión de sus sistemas de ventanas en vidrio. Esta edificación presentó fallas en los vidrios de algunas ventanas de los pisos superiores, después del paso de la tormenta tropical *Jeanne* el 15 de septiembre de 2004. La información utilizada para la evaluación de la capacidad resistente de los vidrios en ventanas fue obtenida de observaciones y mediciones luego de una visita al lugar.

En la parte final del capítulo se presenta la aplicación computacional desarrollada en base a la metodología de estimación de daño seguida en esta tesis, y se explican los aspectos de su funcionamiento, empleando la información y los resultados de los ejemplos anteriores.

## 6.2 EJEMPLO UNO: EDIFICACIÓN INDUSTRIAL (CASO 1)

A continuación se efectúa la aplicación de la metodología de estimación de daño desarrollada en este trabajo, para el caso de una edificación industrial existente en Puerto Rico, la cual se ajusta a la descripción de una edificación Tipo IV de acuerdo con la clasificación propuesta en la Tabla 4-1. La estructura presenta un sistema principal resistente conformado por pórticos de vigas y columnas de acero, sistema de fachada combinado en altura que emplea bloques de concreto y paneles metálicos, y sistema de cubierta en láminas metálicas. A continuación se presenta la información mínima requerida para realizar la estimación de daño ocasionado por viento sobre la edificación, la cual fue obtenida a partir de la revisión de los planos de la misma.

### 6.2.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

**Dimensiones generales:**

| | |
|---|---|
| Configuración en planta (geometría): | Rectangular (Regular) |
| Mayor dimensión en planta: | 104 m (340 ft) |
| Menor dimensión en planta: | 35 m (115 ft) |
| Altura total: | 9.75 m (32 ft) |
| Número de pisos: | 2 (2do piso parcial) |

**Cubierta:**

| | |
|---|---|
| Forma: | Dos aguas |
| Inclinación: | 4.8 grados (1:12) |

| | |
|---|---|
| Parapeto continuo: | No |

**Aberturas en fachadas:**

Las aberturas que se mencionan a continuación corresponden únicamente a ventanas en vidrio no resistentes a impactos.

| | |
|---|---|
| Área fachada frontal: | 1009 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 20 $m^2$ |
| | |
| Área fachada posterior: | 1009 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 0 $m^2$ |
| | |
| Área fachada derecha: | 342 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 0 $m^2$ |
| | |
| Área fachada derecha: | 342 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 0 $m^2$ |

**Efectos del sitio de localización de la estructura:**

| | |
|---|---|
| Terreno: | Esencialmente plano, campo abierto con obstrucciones dispersas. |
| Topografía: | Homogénea. |

### 6.2.2 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

**1) Sistema de fachada:**

Muros en bloque de concreto reforzado de 15 cm de espesor, hasta una altura de 4.35 m. Panel metálico desde los 4.35 m hasta el nivel de cubierta.

| | |
|---|---|
| Tipo de lámina: | Tipo KW |
| Ancho: | 0.914 m (3 ft) |

| | |
|---|---|
| Largo: | Variable |
| Calibre: | 26 |
| Espesor lámina: | 0.45 mm |
| Esfuerzo de fluencia: | 550 MPa (Grado 550) |
| Elementos de conexión: | Tornillos N12 (diámetro 5.49 mm, distancia entre cuerdas 1.95 mm) en extremos y N14 (diámetro 6.35 mm, distancia entre cuerdas 1.95 mm) en interiores. Arandelas de 10 mm de diámetro |
| Espaciamiento elementos de conexión: | 102 mm en extremos, 305 mm en interiores |
| Zona de conexión: | Valles |
| Elementos de apoyo: | Perfiles Z |
| Espesor material elemento de apoyo: | 1 mm |
| Espaciamiento elementos de apoyo: | 1.22 m |
| Esfuerzo de fluencia: | 250 MPa (Grado 250) |

**2) Sistema de cubierta:**

Láminas metálicas apoyadas sobre perfiles Z de lámina delgada

| | |
|---|---|
| Tipo de lámina: | Tipo KR |
| Ancho: | 0.914 m (3 ft) |
| Largo: | Variable |
| Calibre: | 24 |
| Espesor lámina: | 0.57 mm |
| Esfuerzo de fluencia: | 550 MPa (Grado 550) |
| Elementos de conexión: | Tornillos N12 (diámetro 5.49 mm, distancia entre cuerdas 1.95 mm) en extremos y N14 (diámetro 6.35 mm, distancia entre cuerdas 1.95mm) en interiores. Arandelas de 10mm de diámetro |
| Espaciamiento elementos de conexión: | 102 mm en extremos, 305 mm en interiores |

| | |
|---|---|
| Zona de conexión: | Valles |
| Elementos de apoyo: | Perfiles Z |
| Espesor material elemento de apoyo: | 1.55 mm |
| Espaciamiento elementos de apoyo: | 0.914 m en zona lateral, 1.22 m en zona interior |
| Esfuerzo de fluencia: | 250 MPa (Grado 250) |

**3) Sistemas de ventanas en vidrio:**

| | |
|---|---|
| Tipo de vidrio: | Templado |
| Espesor: | 6.36 mm (1/4 in) |
| Dimensiones: | Todas las ventanas con igual medida. Largo (mayor dimensión) 1220 mm, Ancho (menor dimensión) 914 mm |
| Condición de soporte: | Cuatro bordes completamente soportados |
| Distancia al borde de la estructura: | Variable desde 3 hasta 23 m |
| Altura sobre el nivel del terreno: | 6 m |

**4) Conexión a la fundación:**

Columnas metálicas apoyadas sobre zapatas en concreto con pedestal. Columnas sobre fachadas con carga gravitatoria por efecto de niveles intermedios (edificación de dos pisos).

### 6.2.3 PARÁMETROS GENERALES PARA ESTIMAR CARGAS DE VIENTO

A partir del análisis de la información anterior, se determinan los siguientes parámetros para estimar cargas de viento definidos en la especificación ASCE 7-02: Clasificación de cerramiento; Categoría de exposición; Influencia de efectos topográficos; Factores de direccionalidad, ráfaga e importancia; Coeficientes de presión interna y externa; y coeficientes de presión por velocidad.

**Clasificación de cerramiento:**

La Tabla 6-1 contiene el resumen de la evaluación de los dos criterios estipulados en la especificación ASCE 7-02 para determinar la condición de cerramiento de la estructura (Sección 6.5.9). Para tal fin es necesario utilizar la información correspondiente al área de fachadas y de aberturas en fachadas de la edificación. En el presente análisis se considera que las ventanas en vidrio no son resistentes a impactos, por lo cual de acuerdo con la especificación, por tratarse de una región propensa a huracanes (Puerto Rico), las ventanas deben ser tratadas como aberturas en las fachadas (Sección 6.5.9.3). Como se aprecia en la Tabla 6-1, sólo para el viento actuando sobre la fachada frontal de la estructura se logra una condición de cerramiento "Parcialmente Cerrada", permaneciendo el resto de las fachadas bajo la clasificación "Cerrada". Sin embargo, esta última condición representa la situación más desfavorable para los componentes no estructurales de la edificación, razón por la cual la estructura será considerada como **Parcialmente Cerrada** para la estimación de los efectos del viento sobre estos componentes. Para el caso de la conexión columna-fundación (componente estructural), debe considerarse la clasificación de cerramiento más desfavorable correspondiente a la fachada donde se encuentre localizada la columna.

**Tabla 6-1. Resumen de criterios establecidos en ASCE 7-02 para determinar la clasificación de cerramiento de la estructura.**

| Fachada | Área de fachada (Ag) ($m^2$) | Área de aberturas (Ao) ($m^2$) | Agi ($m^2$) | Aoi ($m^2$) | 1.1Aoi ($m^2$) | 0.01Ag ($m^2$) | Aoi/Agi | Criterio1 | Criterio 2 | Clasificación |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Frontal | 1009 | 20 | 1693 | 0 | 0 | 10.09 | 0.0000 | Cumple | Cumple | Parcialmente Cerrada |
| Posterior | 1009 | 0 | 1693 | 20 | 22 | 10.09 | 0.0118 | No Cumple | No Cumple | Cerrada |
| Derecha | 342 | 0 | 2360 | 20 | 22 | 3.42 | 0.0085 | No Cumple | No Cumple | Cerrada |
| Izquierda | 342 | 0 | 2360 | 20 | 22 | 3.42 | 0.0085 | No Cumple | No Cumple | Cerrada |

**Ag : Área total de la fachada**
**Ao : Área total de aberturas en la fachada**
**Agi : Suma de las áreas totales de fachada sin considerar Ag de la fachada actual.**
**Aoi : Suma de las áreas de aberturas en todas las fachada sin considerar Ao de la fachada actual.**
**Criterio 1: Cumple si Ao < 1.1Aoi**
**Criterio 2: Cumple si satisface simultáneamente que (1) Ao > menor entre 0.37m y 0.01Ag, y (2) Aoi/Agi <0.2**

**Categoría de exposición:**

La topografía plana con obstrucciones aisladas, se ajusta a la definición de **exposición C** definida en la especificación ASCE 7-02 (Secciones 6.5.6.2 y 6.5.6.3).

**Influencia de efectos topográficos (Factor topográfico $k_{zt}$):**

Dadas las condiciones del sitio donde se encuentra localizada la edificación, según los requerimientos establecidos en la Sección 6.5.7 de la especificación, no se considera la presencia de efectos topográficos que afecten el flujo de viento sobre la estructura, por lo que $k_{zt} = k_{ht} = 1$.

**Factor de ráfaga G:**

Considerando a la edificación como una estructura rígida (baja altura y sistemas de muros de concreto hasta la mitad de la altura de las fachadas), de acuerdo con la Sección 6.5.8.1 de la especificación, el Factor de Ráfaga G puede ser tomado como 0.85.

**Factor de direccionalidad $k_d$ y Coeficiente de importancia I:**

El Factor de direccionalidad $k_d$ tendrá un valor de uno, con el propósito de considerar al viento proveniente desde la dirección más crítica para la estructura. El coeficiente de importancia también será trabajado con un valor unitario, con lo cual no se tiene en cuenta el ajuste en la probabilidad de ocurrencia del evento debido al uso de la edificación.

**Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión interna $C_{pi}$:**

El valor del producto $GC_{pi}$ correspondiente a una estructura **Parcialmente Cerrada** de acuerdo con la Figura 6-5 de la especificación, es de ±0.55.

**Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión externa $C_p$:**

Los valores del producto $GC_p$ utilizados en la evaluación de las presiones de viento sobre los elementos no estructurales localizados en la fachada y cubierta de la estructura, son función del área efectiva a viento de cada componente, de acuerdo con la especificación ASCE 7-02. En el presente ejemplo se deben calcular las áreas efectivas

correspondientes a tornillos de conexión de las láminas metálicas de fachada y cubierta, así como de las ventanas de vidrio sobre las fachadas, las cuales se muestran en Tabla 6-2.

**Tabla 6-2. Cálculo del área efectiva a viento de los componentes no estructurales.**

| COMPONENTE | LOCALIZACION | ZONA* | AREA EFECTIVA A VIENTO | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Largo (m) | Ancho (m) | Largo/3 (m) | $Ancho_{efe}$ (m) | $A_{efec}$ ($m^2$) |
| Tornillo | Cubierta | Esquina (zona 3) | 0.914 | 0.102 | 0.305 | 0.305 | 0.278 |
| Tornillo | Cubierta | Lateral (zona 2) | 0.914 | 0.102 | 0.305 | 0.305 | 0.278 |
| Tornillo | Cubierta | Interior (zona 1) | 1.22 | 0.305 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |
| Tornillo | Fachada | Lateral (zona 5) | 1.22 | 0.102 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |
| Tornillo | Fachada | Interior (zona 4) | 1.22 | 0.305 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |
| Ventanas | Fachada | Lateral e interior (zona 4 y 5) | 1.22 | 0.914 | 0.407 | 0.914 | 1.115 |

*** Entre parentesis las zonas de acuerdo con ASCE 7-02**

Dado que la altura de la edificación es menor que 18.3 m (60 ft) y la cubierta es a dos aguas con pendiente menor a 7 grados, se pueden utilizar las Figuras 6-11A y 6-11B de la especificación ASCE 7-02 para estimar los productos $GC_p$ correspondientes a los componentes sobre fachadas y cubierta, respectivamente. La Tabla 6-3 resume los resultados obtenidos para las áreas efectivas y localizaciones indicadas.

**Tabla 6-3. Valores de GCp para los componentes indicados.**

| COMPONENTE | $A_{efec}$ ($m^2$) | GCp - CUBIERTA SUCCION | | | GCp - FACHADA PRESION | GCp - FACHADA SUCCION | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Zona 1 | Zona 2 | Zona 3 | Zonas 4 y 5 | Zona 4 | Zona 5 |
| Tornillo de cubierta esquina (zona 3) | 0.278 | -1 | -1.8 | -2.8 | - | - | - |
| Tornillo de cubierta lateral (zona 2) | 0.278 | -1 | -1.8 | -2.8 | - | - | - |
| Tornillo de cubierta interior (zona 1) | 0.496 | -1 | -1.8 | -2.8 | - | - | - |
| Tornillo de fachada lateral (zona 5) | 0.496 | - | - | - | 0.9* | -0.99* | -1.26* |
| Tornillo de fachada interior (zona 4) | 0.496 | - | - | - | 0.9* | -0.99* | -1.26* |
| Ventanas (zonas 4 y 5) | 1.115 | - | - | - | 0.887* | -0.977* | -1.235* |

*** Valores reducidos 10% por ser la inclinación de la cubierta < 10 grados, de acuerdo con ASCE 7-02**

**Coeficiente de presión por velocidad $k_h$:**

Para una altura media de cubierta de h = 9.75 m (32 ft) en una categoría de exposición C, se obtiene mediante la Tabla 6-3 de la especificación ASCE 7-02 un valor de $k_h$ = 0.99.

### 6.2.4 APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE FALLA

En la Tabla 6-4 se presenta un listado donde se verifica la aplicabilidad de los criterios de falla correspondientes a los cuatro componentes estructurales considerados en esta tesis, basados en las condiciones particulares de la edificación estudiada en el presente ejemplo. Como resultado de esta verificación previa, se observa que sólo dos criterios no cumplen con los requisitos para su aplicación: (1) el arrancamiento por fatiga en el caso de las láminas metálicas de cubierta y, (2) el sistema de conexión columna-fundación. El resto de los criterios pueden ser utilizados y los detalles de su aplicación se muestran a continuación.

**Tabla 6-4. Verificación de la aplicabilidad de los criterios de falla considerados para los cuatro componentes de la estructura estudiados.**

| Componente | Criterio de falla | Limitaciones | Cumple |
|---|---|---|---|
| Lámina metálica de cubierta | Arrancamiento estático | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 3mm. | Si |
| | Arrancamiento por fatiga | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 1mm. | No |
| | Desgarramiento estático | Conexión crestas: Ninguna. | No aplica |
| | | Conexión en valles: Ninguna. | Si |
| | Desgarramiento por fatiga | Conexión crestas: No considerado | - |
| | | Conexión en valles: Solo para láminas tipo B en valles intercalados. | - |
| Lámina metálica de fachada | Arrancamiento estático | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 3mm. | Si |
| | Arrancamiento por fatiga | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 1mm. | Si |
| | Desgarramiento estático | Conexión crestas: Ninguna. | No aplica |
| | | Conexión en valles: Ninguna. | Si |
| | Desgarramiento por fatiga | Conexión crestas: No considerado. | - |
| | | Conexión en valles: No considerado. | - |
| Ventanas en vidrio | Presión | Ninguna. | Si |
| Conexión Columna-Fundación | Tensión y Corte | Sistemas livianos (metálicos) de cubierta y fachada. | No |
| | | Columnas de fachada sin pisos intermedios (Tensión). | No |
| | | Estructuras cerradas. | No |
| | | No hay influencia de efectos topográficos. | Si |
| | | Conexión no resistente a momentos. | Si |

**1) Revisión del sistema de cubierta en lámina metálica:**

**Falla por arrancamiento estático.**

Para estimar la capacidad al arrancamiento estático de las conexiones atornilladas de las láminas metálicas de cubierta, se emplea la formulación propuesta por Mahendran y Tang (1998) presentada en la Sección 5.3.1. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

| | |
|---|---|
| Espesor del material del elemento de apoyo (t): | 1.55 mm |
| Esfuerzo último material del elemento ($f_u$): | 320 MPa (Grado 250) |
| Diámetro del tornillo de conexión ($d_t$): | 5.49 mm (N12) y 6.35 mm (N14) |
| Distancia entre cuerdas ($p_t$): | 1.95 mm (N12 y N14) |
| Factor k: | 0.75 (Grado 250 y t < 3 mm) |

Evaluando estos valores en la Ecuación 5.1 se obtiene una resistencia al arrancamiento estático en las zonas de esquina y lateral de la cubierta de $F_{ou}$ = 1,717 N y en las zonas interiores de $F_{ou}$ = 1,987 N. Para expresar estas resistencias en términos de presiones de viento equivalentes, se emplean las áreas efectivas a viento de los tornillos localizados en las tres zonas de cubierta definidas en la especificación ASCE 7-02. La presión sobre la lámina de cubierta que produciría sobre el tornillo una carga igual a su resistencia al arrancamiento estático, se obtiene de dividir su capacidad entre su área efectiva a viento. Sustituyendo en la Ecuación 3.5 tanto los valores de las presiones de falla obtenidas de esta manera para los tornillos de conexión las láminas de cubierta, como los parámetros para estimar cargas de viento calculados anteriormente, se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-5.

**Tabla 6-5. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ou}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de cubierta | Esquina (zona 3) | 1,717 | 0.278 | 6.17 | -2.80 | 0.55 | 122.9 |
| Tornillo lámina de cubierta | Lateral (zona 2) | 1,717 | 0.278 | 6.17 | -1.80 | 0.55 | 146.7 |
| Tornillo lámina de cubierta | Interior (zona 1) | 1,987 | 0.496 | 4.00 | -1.00 | 0.55 | 145.5 |

**Falla por arrancamiento incluyendo efectos de fatiga.**

Este criterio de falla no aplica para la cubierta debido a que el espesor del material del elemento secundario de apoyo de las láminas es mayor a 1 mm.

**Falla por desgarramiento estático de láminas conectadas en los valles.**

Para estimar la capacidad al desgarramiento estático de las láminas metálicas de cubierta conectadas en sus valles, se emplea la formulación establecida en la especificación AISI 2002 presentada en la Sección 5.3.4. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

| | |
|---|---|
| Espesor del material de la lámina: | 0.57 mm |
| Diámetro de la cabeza del tornillo o arandela: | 10 mm (en todas las zonas) |
| Esfuerzo último del material de la lámina: | 550 MPa (Grado 550) |

Sustituyendo estos valores en la Ecuación 5.6 se obtiene una resistencia al desgarramiento estático de la lámina para las tres zonas de cubierta de $F_{ov}$ = 4,702 N. Al igual que en el caso del arrancamiento, se expresan las resistencias en términos de presiones de viento equivalentes empleando las áreas efectivas a viento de los tornillos y se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-6 por medio de la Ecuación 3.5.

**Tabla 6-6. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ov}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de cubierta | Esquina (zona 3) | 4,702 | 0.278 | 16.89 | -2.80 | 0.55 | 203.3 |
| Tornillo lámina de cubierta | Lateral (zona 2) | 4,702 | 0.278 | 16.89 | -1.80 | 0.55 | 242.7 |
| Tornillo lámina de cubierta | Interior (zona 1) | 4,702 | 0.496 | 9.48 | -1.00 | 0.55 | 223.9 |

**Falla por desgarramiento incluyendo efectos de fatiga.**

Este criterio de falla no puede ser aplicado debido a que únicamente se dispone de una formulación para evaluar los efectos de la fatiga sobre la resistencia al desgarramiento, para las láminas Tipo B con conexión en valles intercalados.

**2) Revisión del sistema de fachada en lámina metálica:**

**Falla por arrancamiento estático.**

Para estimar la capacidad al arrancamiento estático de las conexiones atornilladas de las láminas metálicas de fachada, se emplea la formulación propuesta por Mahendran y Tang (1998) presentada en la Sección 5.3.1. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

| | |
|---|---|
| Espesor del material del elemento de apoyo (t): | 1 mm |
| Esfuerzo último material del elemento ($f_u$): | 320 MPa (Grado 250) |
| Diámetro del tornillo de conexión ($d_t$): | 5.49 mm (N12) y 6.35 mm (N14) |
| Distancia entre cuerdas ($p_t$): | 1.9 mm (N12 y N14) |
| Factor k: | 0.75 (Grado 250 y t < 3 mm) |

Evaluando estos valores en la Ecuación 5.1 se obtiene una resistencia al arrancamiento estático para los tornillos en la zona lateral de fachada de $F_{ou}$ = 1,506 N y en la zona interior de $F_{ou}$ = 1,741 N. Para expresar estas resistencias en términos de

presiones de viento equivalentes, se emplean ahora las áreas efectivas a viento de los tornillos localizados en las dos zonas de fachada definidas en la especificación ASCE 7-02. La presión sobre la lámina de fachada que produciría sobre el tornillo una carga igual a su resistencia al arrancamiento estático, se obtiene de dividir su capacidad entre su área efectiva a viento. Sustituyendo las presiones de falla obtenidas y los parámetros para estimar cargas de viento calculados anteriormente en la Ecuación 3.5, se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-7.

**Tabla 6-7. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ou}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de fachada | Lateral (zona 2) | 1,506 | 0.496 | 3.04 | -1.26 | 0.55 | 117.3 |
| Tornillo lámina de fachada | Interior (zona 1) | 1,742 | 0.496 | 3.51 | -0.99 | 0.55 | 136.7 |

**Falla por arrancamiento incluyendo efectos de fatiga.**

Para estimar la capacidad al arrancamiento de las láminas metálicas de fachada incluyendo los efectos de fatiga, se emplea la formulación propuesta por Mahendran y Mahaarachchi (2002) presentada en la Sección 5.3.2. Dado que la máxima reducción en la resistencia por efecto de la fatiga del material se obtiene para bajos ciclos de carga (a partir de 2,000 ciclos), se empleará un factor de reducción de 0.3 que corresponde a la máxima reducción en la capacidad al arrancamiento para un número de ciclos sostenidos de carga y descarga igual o superior a 2,000. Aplicando el factor de reducción por fatiga a la resistencia al arrancamiento estático calculada en el punto anterior, se obtiene una resistencia al arrancamiento por fatiga para las zonas lateral de fachada de $F_{ouf}$ = 451.7 N y para las zonas interiores de $F_{ouf}$ = 522.5 N. La Tabla 6-8 muestra un resumen de los resultados obtenidos siguiendo el mismo procedimiento utilizado en los criterios anteriores, para encontrar las velocidades de falla equivalentes a la resistencia estimada.

**Tabla 6-8. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento por fatiga de los tornillos de conexión de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ouf}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de fachada | Lateral (zona 2) | 451.8 | 0.496 | 0.91 | -1.26 | 0.55 | 64.2 |
| Tornillo lámina de fachada | Interior (zona 1) | 522.5 | 0.496 | 1.05 | -0.99 | 0.55 | 74.9 |

**Falla por desgarramiento estático de láminas conectadas en los valles.**

Para estimar la capacidad al desgarramiento estático de las láminas metálicas de fachada conectadas en sus valles, se emplea la formulación establecida en la especificación AISI 2002 presentada en la Sección 5.3.4. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

| | |
|---|---|
| Espesor del material de la lámina: | 0.45 mm |
| Diámetro de la cabeza del tornillo o arandela: | 10 mm (en todas las zonas) |
| Esfuerzo último del material de la lámina: | 550 MPa (Grado 550) |

Sustituyendo estos valores en la Ecuación 5.6 se obtiene una resistencia al desgarramiento estático de la lámina de fachada en las zonas lateral e interior de $F_{ov}$ = 3,712 N. De nuevo se expresan las resistencias en términos de presiones de viento equivalentes empleando las áreas efectivas a viento de los tornillos y se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-6 por medio de la Ecuación 3.5.

**Tabla 6-9. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ov}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de fachada | Lateral (zona 2) | 3,712 | 0.496 | 7.48 | -1.26 | 0.55 | 184.1 |
| Tornillo lámina de fachada | Interior (zona 1) | 3,712 | 0.496 | 7.48 | -0.99 | 0.55 | 199.6 |

**3) Revisión de los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas:**

**Falla por presión en ventanas de vidrio sobre fachadas.**

La capacidad de los vidrios de ventanas para soportar las presiones generadas por el viento sobre las fachadas de la edificación, es obtenida de las gráficas de resistencia contenidas en la especificación ASTM E1300-02. Los parámetros requeridos para la utilización de estas curvas son:

| | |
|---|---|
| Tipo de vidrio: | Templado |
| Espesor de la placa de vidrio: | 6.35 mm (1/4 in) |
| Largo (mayor dimensión) de la placa de vidrio: | 1.22 m |
| Ancho (menor dimensión) de la placa de vidrio: | 0.914 m |
| Condición de soporte: | Cuatro lados soportados |

El procedimiento para estimar la capacidad de la placa de vidrio empleando las curvas de resistencia de la especificación ASTM E1300-02 es el siguiente:

1) Ir a la Figura A1.6 ASTM E1300-02 *Nonfactored Load Chart for 6.0mm (1/4in) Glass, Simple Supported Continuously Along Four Sides*, que corresponde a la curva de resistencia no factorizada para vidrios de 6.0 mm de espesor, simplemente soportados en sus cuatro bordes.
2) Se proyecta una línea vertical desde la abscisa 1220 mm en el eje horizontal, que corresponde al largo (mayor dimensión) de la placa de vidrio.
3) Se proyecta una línea horizontal desde la ordenada 914 mm en el eje vertical, que corresponde al ancho (menor dimensión) de la placa de vidrio.
4) Se proyecta una recta desde el origen que pase por el punto de intersección de las dos líneas anteriores. La pendiente de esta recta representa la relación de aspecto constante para la placa de vidrio AR = 1220/914 = 1.33.
5) Se interpola a lo largo de la línea correspondiente a la relación de aspecto de 1.33, entre las curvas de resistencia de 3 KPa (62.7 psf) y 4 KPa (83.6 psf), obteniendo una carga resistente no factorizada NFL = 3.24 KPa (66.7 psf).

6) Ir a la Tabla 1 ASTM E1300-02 y buscar el factor por tipo de vidrio (GTF). Para vidrios templados, GTF = 4.0.
7) Calcular la resistencia de la placa de vidrio como R = NFL x GFT = 12.97 KPa (271 psf).

Para determinar si una ventana se encuentra localizada en la zona 4 (interior) o la zona 5 (lateral) de la fachada, se debe calcular el ancho de la zona lateral de incremento de presiones, representado en la Sección 6.2 de la ASCE 7-02 mediante la letra "a". Este se calcula como el 10% de la menor dimensión en planta o el 40% de la altura de la edificación, cualquiera que sea el menor valor de los dos, pero no menor que el 4% de la menor dimensión en planta o 0.9 m (4ft). El 10% de la menor dimensión en planta, 0.1 x 35 m = 3.5 m, resulta menor que el 40% de la altura, 0.4 x 9.75 m = 3.9 m, y a su vez mayor que el 4% de esa misma dimensión y que 0.9 m, por lo que el ancho de la zona 5 para la edificación considerada será de 3.5 m. Dado que hay presencia de ventanas localizadas a partir de los 3 m desde el borde de la fachada hasta 23 m hacia el interior, la primera ventana a 3 m del borde debe ser considerada como una ventana de borde (zona 5) y el resto pueden ser tratadas como ventanas interiores (zona 4). Teniendo en cuenta que todas las ventanas presentan el mismo tipo de vidrio, dimensiones, espesor y se encuentran a la misma altura sobre el nivel del terreno, se tienen entonces dos tipos de ventanas distintas para el análisis por efecto de su distancia al borde de la estructura. Evaluando en la Ecuación 3.5 las resistencias obtenidas para las ventanas en términos de presiones de viento, y los parámetros para estimar cargas de viento correspondientes a la estructura y a las ventanas, se obtienen las velocidades de falla que se muestran en la Tabla 6-10.

**Tabla 6-10. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia a presión de los vidrios de ventanas sobre fachadas de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp (presión) | GCp (succión) | Gcpi | Vfalla (p) (mph) | Vfalla (s) (mph) | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ventana | Lateral (zona 5) | 1.12 | 12.97 | 0.887 | -1.235 | 0.55 | 272.0 | 244.1 | 244.1 |
| Ventana | Interior (zona 4) | 1.12 | 12.97 | 0.887 | -0.977 | 0.55 | 272.0 | 263.9 | 263.9 |

**4) Revisión del sistema de conexión a la fundación:**

La revisión del sistema de conexión Columna-Fundación no es crítica en este caso ya que la estructura no cumple con las condiciones de tipo de sistema de fachada (materiales pesados), y de condición de carga en las columnas de fachada (soportan la carga gravitatoria de niveles intermedios existentes en la edificación). Además, la estructura del ejemplo se encuentra fuera del alcance para la aplicación de la aproximación de los efectos del viento sobre la conexión columna-fundación desarrollada en la presente metodología, ya que la clasificación de cerramiento de la estructura es "parcialmente cerrada".

### 6.2.5 GENERACIÓN DEL ESCENARIO DE DAÑO PARA LA ESTRUCTURA.

Para generar el escenario de daño probable para la edificación, se ordenan en forma ascendente las velocidades de viento que producen la falla en los componentes de la estructura, de acuerdo con los criterios que pudieron ser aplicados en cada caso. Debido a que para los sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica se cuenta con más un criterio de falla, en primer lugar se deben seleccionar para cada componente y para cada localización, la velocidad de viento más baja que resulte en el daño del componente. La Tabla 6-11 muestra el resumen de los resultados del análisis a viento de los componentes considerados y muestra, para el caso de los sistemas de cubierta y fachada, los criterios de falla críticos para cada componente y localización (valores sombreados). El ordenamiento de las velocidades de falla correspondientes a los criterios anteriores junto con los obtenidos para el caso de las ventanas, da como resultado el escenario de daño que se muestra en la Tabla 6-12.

**Tabla 6-11. Velocidades de viento de falla para todos los componentes y criterios considerados.**

| RESUMEN DE RESULTADOS DEL ANALISIS A VIENTO PARA LOS COMPONENTES SELECCIONADOS | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Componente** | **Criterio de Falla** | **Velocidad de Falla 3 seg (mph)** | **Velocidad de Falla 1 min (mph)** | **Categoría del Evento** |
| Lámina de cubierta esquina | Arrancamiento estático | 122.87 | 100.71 | Huracán Cat. 2 |
| | Desgarramiento estático | 203.3 | 166.65 | Huracán Cat. 5 |
| Lámina de cubierta lateral | Arrancamiento estático | 146.70 | 120.25 | Huracán Cat. 3 |
| | Desgarramiento estático | 242.75 | 198.97 | Huracán Cat. 5 |
| Lámina de cubierta interior | Arrancamiento estático | 145.54 | 119.30 | Huracán Cat. 3 |
| | Desgarramiento estático | 223.93 | 183.55 | Huracán Cat. 5 |
| Lámina de fachada lateral | Arrancamiento estático | 117.26 | 96.12 | Huracán Cat. 2 |
| | Arrancamiento por fatiga | 64.23 | 52.65 | Tormenta Tropical |
| | Desgarramiento estático | 184.12 | 150.92 | Huracán Cat. 4 |
| Lámina de fachada interior | Arrancamiento estático | 136.72 | 112.07 | Huracán Cat. 3 |
| | Arrancamiento por fatiga | 74.89 | 61.38 | Tormenta Tropical |
| | Desgarramiento estático | 199.61 | 163.61 | Huracán Cat. 5 |
| Ventana Tipo 1 | Presión | 244.13 | 200.11 | Huracán Cat. 5 |
| Ventana Tipo 2 | Presión | 263.90 | 216.31 | Huracán Cat. 5 |

**Tabla 6-12. Escenario de daño obtenido para la estructura.**

| ESCENARIO DE DAÑO | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Componente** | **Criterio de Falla** | **Velocidad de Falla 3 seg. (mph)** | **Velocidad de Falla 1 min. (mph)** | **Categoría del Evento** |
| Lámina de fachada lateral | Arrancamiento por fatiga | 64.23 | 52.65 | Tormenta Tropical |
| Lámina de fachada interior | Arrancamiento por fatiga | 74.89 | 61.39 | Tormenta Tropical |
| Lámina de cubierta esquina | Arrancamiento estático | 122.87 | 100.71 | Huracán Cat. 2 |
| Lámina de cubierta interior | Arrancamiento estático | 145.54 | 119.3 | Huracán Cat. 3 |
| Lámina de cubierta lateral | Arrancamiento estático | 146.7 | 120.25 | Huracán Cat. 3 |
| Ventana Tipo 1 | Presión | 244.13 | 200.11 | Huracán Cat. 5 |
| Ventana Tipo 2 | Presión | 263.9 | 216.31 | Huracán Cat. 5 |

**Observaciones sobre la posible secuencia de falla:**

- De acuerdo con la Tabla 6-12, la falla en la edificación comienza con el desprendimiento de las láminas de fachada, a causa del arrancamiento por fatiga en sus conexiones atornilladas en las zonas laterales.
- Las velocidades de falla para las láminas de fachada (lateral e interior) a causa de la fatiga del material, son menores que la velocidad de viento de diseño mínima para Puerto Rico de 125 mph en ráfaga de 3 segundos (de acuerdo con ASCE 7-95). En la

Tabla 6-11 se puede apreciar que la fatiga ocasiona una reducción de casi el 50% en la capacidad de la conexión, con relación a su resistencia estática.

- La pérdida del sistema de fachada conlleva a la exposición del interior de la edificación a un entorno de lluvia y viento que pone en peligro la integridad de su contenido (equipos, materiales, etc.).
- La pérdida del sistema de fachada igualmente produce un cambio progresivo en las condiciones de presión interna de la estructura, las cuales pueden incrementar las presiones resultantes sobre los demás componentes de la edificación (por ejemplo: láminas de cubierta y ventanas), lo que se traduce en una disminución de las velocidades de viento requeridas para producir su falla, con respecto a las estimadas para las condiciones originales de la estructura.

## 6.3 EJEMPLO DOS: EDIFICACIÓN INDUSTRIAL (CASO 2)

A continuación se aplica nuevamente la metodología de estimación de daño a una edificación industrial existente en Puerto Rico, que esta vez se ajusta a la descripción de una edificación Tipo II de acuerdo con la clasificación establecida en la Tabla 4-1. A diferencia del ejemplo anterior, la estructura presenta sistemas livianos en lámina metálica en la totalidad de las fachadas, y presenta columnas sobre sus fachadas que no soportan cargas por efecto de niveles intermedios. La información mínima requerida para realizar la estimación de daño ocasionado por viento sobre la edificación, la cual se obtuvo de manera similar a partir de la revisión de los planos de la misma, se presenta a continuación:

### 6.3.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

**Dimensiones generales:**

| | |
|---|---|
| Configuración en planta (geometría): | Rectangular (Regular) |
| Mayor dimensión en planta: | 48.8 m (160 ft) |

| | |
|---|---|
| Menor dimensión en planta: | 43.9 m (144 ft) |
| Altura total: | 8.2 m (27 ft) |
| Número de pisos: | 1 |

**Cubierta:**

| | |
|---|---|
| Forma: | Dos aguas |
| Inclinación: | 6 grados (1 1/4:12) |
| Parapeto continuo: | No |
| Altura del parapeto: | 0 |

**Aberturas en fachadas:**

La estructura no presenta aberturas en sus fachadas ni tampoco sistemas de ventanas en vidrio no resistentes a impactos.

| | |
|---|---|
| Área fachada frontal: | 401 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 0 $m^2$ |
| Área fachada posterior: | 401 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 0 $m^2$ |
| Área fachada derecha: | 361 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 0 $m^2$ |
| Área fachada derecha: | 361 $m^2$ |
| Área de aberturas: | 0 $m^2$ |

**Efectos del sitio de localización de la estructura:**

| | |
|---|---|
| Terreno: | Esencialmente plano, campo abierto con obstrucciones dispersas |
| Topografía: | Homogénea |

### 6.3.2 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

**1) Sistema de fachada:**

Paneles metálicos hasta el nivel de cubierta apoyados en perfiles Z de lámina delgada.

| | |
|---|---|
| Tipo de lámina: | Tipo KW |
| Ancho: | 0.914 m (3 ft) |
| Largo: | Variable |
| Calibre: | 24 |
| Espesor lámina: | 0.64 mm |
| Esfuerzo de fluencia: | 550 MPa (Grado 550) |
| Elementos de conexión: | Tornillos N12 (diámetro 5.49 mm, distancia entre cuerdas 1.95 mm) en extremos y N14 (diámetro 6.35 mm, distancia entre cuerdas 1.95 mm) en interiores. Arandelas de 10 mm de diámetro |
| Espaciamiento elementos de conexión: | 102 mm en extremos, 305 mm en interiores |
| Zona de conexión: | Valles |
| Elementos de apoyo: | Perfiles Z |
| Espesor material elemento de apoyo: | 1.55 mm |
| Espaciamiento elementos de apoyo: | 1.22 m |
| Esfuerzo de fluencia: | 250 MPa (Grado 250) |

**2) Sistema de cubierta:**

Láminas metálicas apoyadas sobre perfiles Z de lámina delgada.

| | |
|---|---|
| Tipo de lámina: | Tipo B |
| Ancho: | 0.914 m (3 ft) |
| Largo: | Variable |
| Calibre: | 24 |

| | |
|---|---|
| Espesor lámina: | 0.76 mm |
| Esfuerzo de fluencia: | 250 MPa (Grado 250) |
| Elementos de conexión: | Tornillos N12 (diámetro 5.49 mm, distancia entre cuerdas 1.95 mm). Arandelas de 10 mm de diámetro |
| Espaciamiento elementos de conexión: | 152 mm en extremos, 305mm en interiores |
| Zona de conexión: | Valles |
| Elementos de apoyo: | Perfiles Z |
| Espesor material elemento de apoyo: | 1.55 mm |
| Espaciamiento elementos de apoyo: | 1.22 m |
| Esfuerzo de fluencia: | 250 MPa (Grado 250) |

**3) Sistemas de ventanas en vidrio:**

No presenta ventanas en vidrio.

**4) Conexión a la fundación:**

Columnas metálicas apoyadas sobre zapatas en concreto con pedestal. Columnas sobre fachada sin carga gravitatoria por efecto de niveles intermedios (edificación de un piso).

| | |
|---|---|
| Dimensiones pedestal: | 406 mm x 406 mm |
| Altura del pedestal: | 1000 mm |
| Resistencia a la compresión del concreto: | 28M Pa |
| Tipo de anclajes: | Barras con gancho |
| Cantidad de barras de anclaje: | 4 |
| Longitud de anclaje efectiva: | 432 mm |
| Longitud del gancho: | 76 mm |
| Diámetro barras: | 19 mm (3/4 in) |
| Grado acero de las barras: | 36 (Fu = 410MPa) |
| Refuerzo de confinamiento: | Barras #4 cada 102 mm |
| Distancia C1 (Figura 4-15): | 140 mm (5.5 in) |

| | |
|---|---|
| Distancia C2 (Figura 4-15): | 140 mm (5.5 in) |
| Distancia C3 (Figura 4-15): | 140 mm (5.5 in) |
| Distancia C4 (Figura 4-15): | 140 mm (5.5 in) |
| Distancia S1 (Figura 4-15): | 127 mm (5 in) |
| Distancia S2 (Figura 4-15): | 127 mm (5 in) |
| Distancia entre columnas adyacentes: | 9 m a izquierda y derecha. 8 m hacia el interior |
| Conexión resistente a momentos: | No |

### 6.3.3 PARÁMETROS GENERALES PARA ESTIMAR CARGAS DE VIENTO

**Clasificación de cerramiento:**

Debido a que la estructura no presenta aberturas en sus fachadas, ésta será considerada como una edificación **Cerrada**.

**Categoría de exposición:**

La topografía plana con obstrucciones aisladas se ajusta a la definición de **exposición C** definida en la especificación ASCE 7-02, Secciones 6.5.6.2 y 6.5.6.3.

**Influencia de efectos topográficos (Factor topográfico $k_{zt}$):**

Dadas las condiciones del sitio donde se encuentra localizada la edificación, no se considera la presencia de efectos topográficos que afecten el flujo de viento sobre la estructura, por lo que de acuerdo con los requerimientos establecidos en la Sección 6.5.7 de la especificación ASCE 7-02, $K_{zt} = K_{ht} = 1$.

**Factor de ráfaga G:**

Considerando a la edificación como una estructura rígida (baja altura), de acuerdo con la Sección 6.5.8.1 de la especificación, el Factor de Ráfaga G puede ser tomado como 0.85.

**Factor de direccionalidad $k_d$ y Coeficiente de importancia I:**

El Factor de direccionalidad $k_d$ tendrá un valor de uno, con el propósito de considerar al viento proveniente desde la dirección más crítica para la estructura. El coeficiente de importancia también será trabajado con un valor unitario, con lo cual no se tiene en cuenta el ajuste en la probabilidad de ocurrencia del evento debido al uso de la edificación.

**Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión interna $C_{pi}$:**

El valor del producto $GC_{pi}$ correspondiente a una estructura **Cerrada** de acuerdo con la Figura 6-5 de la especificación, es de ±0.18.

**Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión externa Cp:**

Las áreas efectivas correspondientes a tornillos de conexión de las láminas metálicas de fachada y cubierta utilizados en la evaluación del producto GCp, se muestran en Tabla 6-13.

**Tabla 6-13. Cálculo del área efectiva a viento de los componentes no estructurales.**

| COMPONENTE | LOCALIZACION | ZONA* | AREA EFECTIVA A VIENTO | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | Largo (m) | Ancho (m) | Largo/3 (m) | $Ancho_{efe}$ (m) | $A_{efec}$ ($m^2$) |
| Tornillo | Cubierta | Esquina (zona 3) | 1.22 | 0.152 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |
| Tornillo | Cubierta | Lateral (zona 2) | 1.22 | 0.152 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |
| Tornillo | Cubierta | Interior (zona 1) | 1.22 | 0.305 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |
| Tornillo | Fachada | Lateral (zona 5) | 1.22 | 0.102 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |
| Tornillo | Fachada | Interior (zona 4) | 1.22 | 0.305 | 0.407 | 0.407 | 0.496 |

*** Entre parentesis las zonas de acuerdo con ASCE 7-02**

Dado que la altura de la edificación es menor que 18.3m (60ft) y la cubierta es a dos aguas con pendiente menor a 7 grados, se pueden utilizar las Figuras 6-11A y 6-11B para estimar los productos $GC_p$ correspondientes a los componentes sobre fachadas y cubierta, respectivamente. La Tabla 6-14 resume los resultados obtenidos para las áreas efectivas y localizaciones indicadas.

**Tabla 6-14. Valores de GCp para los componentes indicados.**

| COMPONENTE | $A_{efec}$ ($m^2$) | GCp - CUBIERTA | | | GCp - FACHADA | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | SUCCION | | | PRESION | SUCCION | |
| | | Zona 1 | Zona 2 | Zona 3 | Zonas 4 y 5 | Zona 4 | Zona 5 |
| Tornillo de cubierta esquina (zona 3) | 0.496 | -1 | -1.8 | -2.8 | - | - | - |
| Tornillo de cubierta lateral (zona 2) | 0.496 | -1 | -1.8 | -2.8 | - | - | - |
| Tornillo de cubierta interior (zona 1) | 0.496 | -1 | -1.8 | -2.8 | - | - | - |
| Tornillo de fachada lateral (zona 5) | 0.496 | - | - | - | 0.9* | -0.99* | -1.26* |
| Tornillo de fachada interior (zona 4) | 0.496 | - | - | - | 0.9* | -0.99* | -1.26* |

*** Valores reducidos 10% por ser la inclinación de la cubierta < 10 grados, de acuerdo con ASCE 7-02**

**Coeficientes de presión por velocidad $k_h$:**

Para una altura media de cubierta de h = 8.22 m (27 ft) en una categoría de exposición C, se obtiene mediante la Tabla 6-3 de la especificación ASCE 7-02 un valor de $k_h$ = 0.96.

### 6.3.4 APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE FALLA

La Tabla 6-15 contiene el listado donde se verifica la aplicabilidad de los criterios de falla correspondientes a los cuatro componentes de la estructura considerados en esta tesis, basados en las condiciones particulares de la edificación estudiada en el presente ejemplo. Solamente dos criterios no cumplen con las limitaciones para su aplicación y corresponden el arrancamiento por fatiga de las láminas metálicas de fachada y cubierta. El análisis de las ventanas no será efectuado debido a que les estructura no presenta sistemas de ventanas en vidrio en sus fachadas. Los demás criterios considerados satisfacen las limitaciones para ser empleados y los detalles de su aplicación se muestran a continuación.

**Tabla 6-15. Verificación de la aplicabilidad de los criterios de falla considerados para los cuatro componentes de la estructura estudiados.**

| Componente | Criterio de falla | Limitaciones | Cumple |
|---|---|---|---|
| Lámina metálica de cubierta | Arrancamiento estático | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 3mm. | Si |
| | Arrancamiento por fatiga | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 1mm. | No |
| | Desgarramiento estático | Conexión crestas: Ninguna. | No aplica |
| | | Conexión en valles: Ninguna. | Si |
| | Desgarramiento por fatiga | Conexión crestas: No considerado | - |
| | | Conexión en valles: Solo para láminas tipo B en valles intercalados. | - |
| Lámina metálica de fachada | Arrancamiento estático | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 3mm. | Si |
| | Arrancamiento por fatiga | Espesor del material del elemento de apoyo secundario <= 1mm. | No |
| | Desgarramiento estático | Conexión crestas: Ninguna. | No aplica |
| | | Conexión en valles: Ninguna. | Si |
| | Desgarramiento por fatiga | Conexión crestas: No considerado. | - |
| | | Conexión en valles: No considerado. | - |
| Ventanas en vidrio | Presión | Ninguna. | No aplica |
| Conexión Columna-Fundación | Tensión y Corte | Sistemas livianos (metálicos) de cubierta y fachada. | Si |
| | | Columnas de fachada sin pisos intermedios (Tensión). | Si |
| | | Estructuras cerradas. | Si |
| | | No hay influencia de efectos topográficos. | Si |
| | | Conexión no resistente a momentos. | Si |

**1) Revisión del sistema de cubierta en lámina metálica:**

**Falla por arrancamiento estático.**

Para estimar la capacidad al arrancamiento estático de las conexiones atornilladas de las láminas metálicas de cubierta, se emplea la formulación propuesta por Mahendran y Tang (1998) presentada en la Sección 5.3.1. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

Espesor del material del elemento de apoyo (t): 1.55 mm

Esfuerzo último material del elemento ($f_u$): 320 MPa (Grado 250)

Diámetro del tornillo de conexión ($d_t$): 5.49 mm (N12)

Distancia entre cuerdas ($p_t$): 1.95 mm (N12)

Factor k: 0.75 (Grado 250 y t < 3mm)

Sustituyendo estos valores en la Ecuación 5.1 se obtiene una resistencia al arrancamiento estático en todas las zonas de la cubierta de $F_{ou}$ = 1,717 N. Evaluando en la Ecuación 3.5 la presión sobre la lámina de cubierta que produciría sobre el tornillo una carga igual a su resistencia al arrancamiento estático y los parámetros generales para estimar cargas de viento obtenidos para la estructura, se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-16.

**Tabla 6-16. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ou}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de cubierta | Esquina (zona 3) | 1,717 | 0.496 | 3.46 | -2.80 | 0.18 | 99.4 |
| Tornillo lámina de cubierta | Lateral (zona 2) | 1,717 | 0.496 | 3.46 | -1.80 | 0.18 | 121.9 |
| Tornillo lámina de cubierta | Interior (zona 1) | 1,717 | 0.496 | 3.46 | -1.00 | 0.18 | 158.0 |

**Falla por arrancamiento incluyendo efectos de fatiga.**

Este criterio de falla no aplica para la cubierta debido a que el espesor del material del elemento secundario de apoyo de las láminas es mayor a 1 mm.

**Falla por desgarramiento estático de láminas conectada en los valles.**

Para estimar la capacidad al desgarramiento estático de las láminas metálicas de cubierta conectadas en sus valles, se emplea la formulación establecida en la especificación AISI 2002 presentada en la Sección 5.3.4. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

Espesor del material de la lámina: 0.76 mm

Diámetro de la cabeza del tornillo o arandela: 10 mm (en todas las zonas)

Esfuerzo último del material de la lámina: 320 MPa (Grado 550)

Evaluando estos valores en la Ecuación 5.6 se obtiene una resistencia al desgarramiento estático de la lámina para las tres zonas de cubierta de $F_{ov}$ = 3,648 N. Al igual que en el caso del arrancamiento, se expresan las resistencias en términos de presiones de viento equivalentes empleando las áreas efectivas a viento de los tornillos y se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-17 por medio de la Ecuación 3.5.

**Tabla 6-17. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ov}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de cubierta | Esquina (zona 3) | 3,648 | 0.496 | 7.35 | -2.80 | 0.18 | 144.9 |
| Tornillo lámina de cubierta | Lateral (zona 2) | 3,648 | 0.496 | 7.35 | -1.80 | 0.18 | 177.7 |
| Tornillo lámina de cubierta | Interior (zona 1) | 3,648 | 0.496 | 7.35 | -1.00 | 0.18 | 230.2 |

**Falla por desgarramiento incluyendo efectos de fatiga.**

Para estimar la capacidad al desgarramiento de las láminas metálicas de cubierta conectadas en sus valles incluyendo los efectos de fatiga, se emplea la formulación propuesta por Figueroa (1996) presentada en la Sección 5.3.5. Este criterio de falla fue desarrollado específicamente para las láminas de cubierta Tipo B, como las empleadas en la edificación del presente ejemplo. El factor de reducción por fatiga para un número de ciclos sostenidos de carga y descarga igual al considerado en el caso del arrancamiento (igual a 2,000 ciclos) es de 0.93. Aplicando este factor de reducción a la resistencia al desgarramiento estático calculada en el ítem anterior, se obtiene una resistencia al desgarramiento por fatiga para las zonas interiores de cubierta de $F_{ouf}$ = 3,393 N. En las zonas de esquina y lateral de la cubierta, este criterio no puede ser aplicado ya que las conexiones de la lámina se realizan en valles sucesivos. Utilizando la Ecuación 3.5 se obtienen las velocidades de falla que se muestran en la Tabla 6-18.

**Tabla 6-18. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento por fatiga de las láminas de cubierta de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ovf}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de cubierta | Esquina (zona 3) | N.A | 0.496 | N.A | -2.80 | 0.18 | N.A |
| Tornillo lámina de cubierta | Lateral (zona 2) | N.A | 0.496 | N.A | -1.80 | 0.18 | N.A |
| Tornillo lámina de cubierta | Interior (zona 1) | 3,393 | 0.496 | 6.84 | -1.00 | 0.18 | 222.0 |

**N.A. : No Aplica**

**2) Revisión del sistema de fachada en lámina metálica:**

**Falla por arrancamiento estático.**

Para estimar la capacidad al arrancamiento estático de las conexiones atornilladas de las láminas metálicas de fachada, se emplea la formulación propuesta por Mahendran y Tang (1998) presentada en la Sección 5.3.1. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

| | |
|---|---|
| Espesor del material del elemento de apoyo (t): | 1.55 mm |
| Esfuerzo último material del elemento ($f_u$): | 320 MPa (Grado 250) |
| Diámetro del tornillo de conexión ($d_t$): | 5.49 mm (N12) y 6.35 mm (N14) |
| Distancia entre cuerdas ($p_t$): | 1.95 mm (N12 y N14) |
| Factor k: | 0.75 (Grado 250 y t < 3mm) |

Sustituyendo estos valores en la Ecuación 5.1 se obtiene una resistencia al arrancamiento estático para los tornillos en la zona lateral de fachada de $F_{ou}$ = 1,717 N y en la zona interior de $F_{ou}$ = 1,987 N. Evaluando en la Ecuación 3.5 la presión de falla equivalente a la resistencia al arrancamiento y los parámetros generales para estimar cargas de viento obtenidos para la estructura, se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-19.

**Tabla 6-19. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al arrancamiento estático en los tornillos de conexión de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ou}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de fachada | Lateral (zona 2) | 1,717 | 0.496 | 3.46 | -1.26 | 0.18 | 143.0 |
| Tornillo lámina de fachada | Interior (zona 1) | 1,987 | 0.496 | 4.00 | -0.99 | 0.18 | 170.6 |

**Falla por arrancamiento incluyendo efectos de fatiga.**

Este criterio de falla no aplica para la fachada debido a que el espesor del material del elemento secundario de apoyo de las láminas es mayor a 1 mm.

**Falla por desgarramiento estático de láminas conectadas en los valles.**

Para estimar la capacidad al desgarramiento estático de las láminas metálicas de fachada conectadas en sus valles, se emplea la formulación establecida en la especificación AISI 2002 presentada en la Sección 5.3.4. Los parámetros requeridos para la aplicación de este criterio son los siguientes:

| | |
|---|---|
| Espesor del material de la lámina: | 0.64 mm |
| Diámetro de la cabeza del tornillo o arandela: | 10 mm (en todas las zonas) |
| Esfuerzo último del material de la lámina: | 550 MPa (Grado 550) |

Sustituyendo estos valores en la Ecuación 5.6 se obtiene una resistencia al desgarramiento estático de la lámina de fachada en las zonas lateral e interior de $F_{ov}$ = 5,280 N. De nuevo se expresan las resistencias en términos de presiones de viento equivalentes empleando las áreas efectivas a viento de los tornillos y se obtienen las velocidades de falla en ráfaga de viento de 3 segundos que se muestran en la Tabla 6-20 por medio de la Ecuación 3.5.

**Tabla 6-20. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia al desgarramiento estático de las láminas de fachada de acuerdo con su localización y su área efectiva a viento.**

| COMPONENTE | ZONA | $F_{ov}$ (N) | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp | Gcpi | Vfalla (mph) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Tornillo lámina de fachada | Lateral (zona 2) | 5,280 | 0.496 | 10.64 | -1.26 | 0.18 | 250.7 |
| Tornillo lámina de fachada | Interior (zona 1) | 5,280 | 0.496 | 10.64 | -0.99 | 0.18 | 278.1 |

**3) Revisión del sistema de conexión a la fundación:**

Para determinar la capacidad del anclaje entre las columnas metálicas y su fundación en concreto, se utiliza la metodología establecida en la especificación ACI 318-02 Apéndice D. Las propiedades de la conexión columna-fundación en la edificación del presente ejemplo, corresponden a las definidas para la conexión Tipo 1 que se muestra en la Tabla 4-5, cuya capacidad de acuerdo con el ACI 318-02 fue establecida en la Sección 5.4 y en el Apéndice C. De la Tabla 5-9, para una resistencia a la compresión del concreto de 28 MPa y columnas apoyadas sobre pedestales, se tiene que la capacidad para la conexión Tipo 1 bajo esfuerzos de tracción es de 62.24 KN, y bajo esfuerzos de corte de 81.51 KN.

Para encontrar las velocidades de viento en ráfaga de 3 segundos, que produzcan en la base de las columnas reacciones iguales a su capacidad a tracción y a corte, se emplean las relaciones lineales obtenidas en la Sección 5.4. Para ello se debe tener, además de la resistencia de la conexión a tracción y corte, el área aferente en planta de la columna que se desea analizar, la cual se puede calcular como:

$$A_{fc} = \frac{1}{4}\left(D_{izq} + D_{der}\right)D_{int} \tag{6.1}$$

Donde $D_{izq}$ es distancia entre la columna de análisis y la columna izquierda adyacente, en m; $D_{der}$ es distancia entre la columna de análisis y la columna derecha adyacente, en m; y $D_{int}$ es la distancia entre la columna de análisis y la columna interior adyacente, en m. De acuerdo con la información que se tiene para la de la estructura, la

distancia entre las columnas de fachada es de 9 m, y la distancia a la siguiente columna interior es de 8m, por lo que sustituyendo $D_{izq}$ = 9 m, $D_{der}$ = 9 m y $D_{int}$ = 8 m en la Ecuación (6.1), se obtiene un área aferente en planta para la columna de fachada de $A_{afc}$ = 36 m².

El procedimiento para estimar la velocidad de viento en ráfaga de 3 segundos, equivalente a la resistencia a tracción de la conexión columna-fundación (62.24 KN), por medio de las relaciones lineales obtenidas en la Sección 5.4, es el siguiente:

1) Ir a la Figura 5-13(b), que corresponde a la relación lineal entre la reacción vertical en la base de la columna y su área aferente en planta, para una categoría de exposición C.
2) Se proyecta una línea vertical desde la abscisa 36 m² en el eje horizontal, que corresponde al área aferente en planta de la columna.
3) Se proyecta una línea horizontal desde la ordenada 62.24 KN en el eje vertical, que corresponde a la reacción vertical en la base de la columna.
4) Se determinan los límites superior e inferior de velocidades de viento entre los cuales se encuentra el punto de corte de las dos líneas anteriores. En la Figura 6-1, estos límites corresponden a velocidades de 117 y 135 mph.

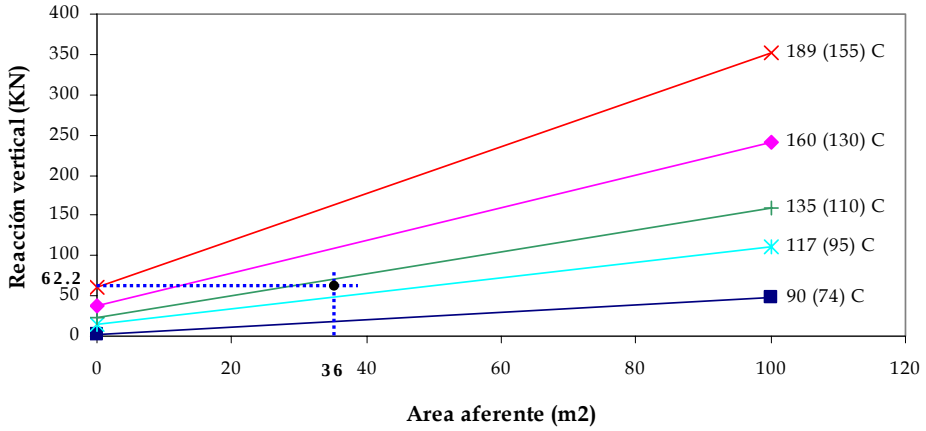



**Figura 6-1. Determinación de la velocidad de viento equivalente a la capacidad a tensión de la conexión columna-fundación.**

5) Se determinan las reacciones correspondientes las dos velocidades límites encontradas en el paso anterior, utilizando el área aferente de la columna de análisis y las relaciones lineales de la Tabla 5-11 para fuerzas a tensión:

Para V = 117 mph: Ri = 0.963 x (36) + 13.784 = 48.45 KN

Para V = 135 mph: Rs = 1.367 x (36) + 23.249 = 72.46 KN

6) Se interpola para encontrar la velocidad correspondiente a la capacidad a tensión de la conexión:

$$V_{falla-tension} = 117 + \frac{(135-117)}{(72.46-48.45)}(62.24-48.45) = 127.3 \text{ mph}$$

El procedimiento para estimar la velocidad de viento en ráfaga de 3 segundos, equivalente a la resistencia a corte de la conexión columna-fundación (81.51 KN), utilizando las relaciones lineales obtenidas en la Sección 5.4, es similar al seguido para el caso de la resistencia a tensión:

1) Ir a la Figura 5-14(b), que corresponde a la relación lineal entre la reacción horizontal en la base de la columna y su área aferente en planta, para una categoría de exposición C.
2) Se proyecta una línea vertical desde la abscisa 36 $m^2$ en el eje horizontal, que corresponde al área aferente en planta de la columna.
3) Se proyecta una línea horizontal desde la ordenada 81.51 KN en el eje vertical, que corresponde a la reacción horizontal en la base de la columna.
4) Se determinan los límites superior e inferior de velocidades de viento entre los cuales se encuentra el punto de corte de las dos líneas anteriores. En la Figura 6-2, estos límites corresponden a velocidades de 135 y 160 mph.

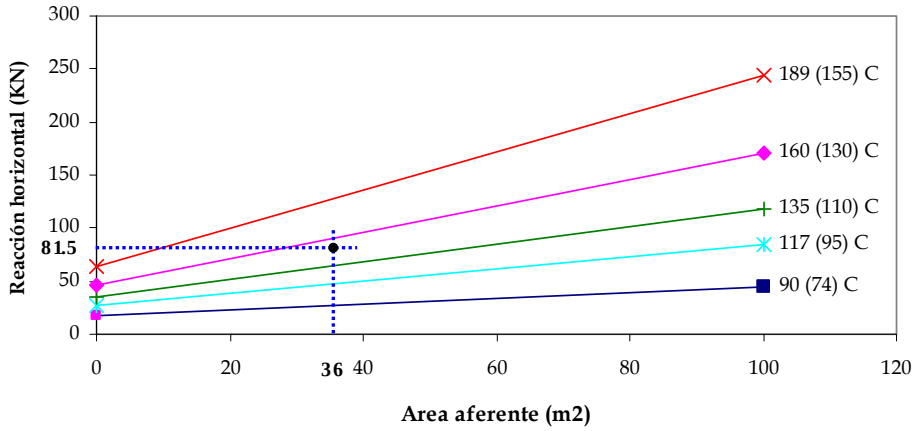



**Figura 6-2. Determinación de la velocidad de viento equivalente a la capacidad a corte de la conexión columna-fundación.**

5) Se determinan las reacciones correspondientes las dos velocidades límites encontradas en el paso anterior, utilizando el área aferente de la columna de análisis y las relaciones lineales de la Tabla 5-11 para fuerzas cortantes:

Para V = 135 mph: Ri = 0.834 x (36) + 34.618 = 64.6 KN

Para V = 160 mph: Rs = 1.244 x (36) + 46.839 = 91.6 KN

6) Se interpola para encontrar la velocidad correspondiente a la capacidad a cortante de la conexión:

$$V_{falla-tension} = 135 + \frac{(160-135)}{(91.6-64.6)}(81.51-64.6) = 150.6 \text{ mph}$$

### 6.3.5 GENERACIÓN DEL ESCENARIO DE DAÑO PARA LA ESTRUCTURA.

La Tabla 6-21 muestra la selección de los criterios de falla críticos para cada componente (valores sombreados) de acuerdo con la velocidad de viento más baja que produce la falla. El ordenamiento de las velocidades de falla correspondientes a los

criterios anteriores, da como resultado el escenario de daño que se muestra en la Tabla 6-22.

**Tabla 6-21. Velocidades de viento de falla para todos los componentes y criterios considerados.**

| RESUMEN DE RESULTADOS DEL ANALISIS A VIENTO PARA LOS COMPONENTES SELECCIONADOS | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Componente** | **Criterio de Falla** | **Velocidad de Falla 3 seg (mph)** | **Velocidad de Falla 1 min (mph)** | **Categoría del Evento** |
| Lámina de cubierta esquina | Arrancamiento estático | 99.39 | 81.47 | Huracán Cat. 1 |
| | Desgarramiento estático | 144.9 | 118.74 | Huracán Cat. 3 |
| | Desgarramiento fatiga | N.A | N.A | N.A |
| Lámina de cubierta lateral | Arrancamiento estático | 121.94 | 99.95 | Huracán Cat. 2 |
| | Desgarramiento estático | 177.7 | 145.67 | Huracán Cat. 4 |
| | Desgarramiento fatiga | N.A | N.A | N.A |
| Lámina de cubierta interior | Arrancamiento estático | 157.95 | 129.47 | Huracán Cat. 3 |
| | Desgarramiento estático | 230.2 | 188.69 | Huracán Cat. 5 |
| | Desgarramiento fatiga | 222.0 | 181.97 | Huracán Cat. 5 |
| Lámina de fachada lateral | Arrancamiento estático | 142.98 | 117.20 | Huracán Cat. 3 |
| | Desgarramiento estático | 250.70 | 205.49 | Huracán Cat. 5 |
| Lámina de fachada interior | Arrancamiento estático | 170.60 | 139.84 | Huracán Cat. 4 |
| | Desgarramiento estático | 278.13 | 227.98 | Huracán Cat. 5 |
| Conexión a la fundación | Tensión | 127.30 | 104.34 | Huracán Cat. 2 |
| | Corte | 150.60 | 123.44 | Huracán Cat. 3 |

**Tabla 6-22. Escenario de daño obtenido para la estructura.**

| ESCENARIO DE DAÑO | | | | |
|---|---|---|---|---|
| **Componente** | **Criterio de Falla** | **Velocidad de Falla 3 seg. (mph)** | **Velocidad de Falla 1 min. (mph)** | **Categoría del Evento** |
| Lámina de cubierta esquina | Arrancamiento estático | 99.39 | 81.47 | Huracán Cat. 1 |
| Lámina de cubierta lateral | Arrancamiento estático | 121.94 | 99.95 | Huracán Cat. 2 |
| Conexión a la fundación | Tensión | 127.33 | 104.37 | Huracán Cat. 2 |
| Lámina de fachada lateral | Arrancamiento estático | 142.98 | 117.2 | Huracán Cat. 3 |
| Lámina de cubierta interior | Arrancamiento estático | 157.95 | 129.47 | Huracán Cat. 3 |
| Lámina de fachada interior | Arrancamiento estático | 170.6 | 139.84 | Huracán Cat. 4 |

**Observaciones sobre la posible secuencia de falla:**

- De acuerdo con la Tabla 6-22, la falla en la edificación comienza con la lámina metálica de cubierta, a causa del arrancamiento estático en sus conexiones atornilladas en la zona de esquina.

- Las velocidades de falla para las láminas de cubierta en las zonas de esquina y lateral, son menores que la velocidad de viento de diseño mínima para Puerto Rico de 125 mph en ráfaga de 3 segundos (de acuerdo con ASCE 7-95).
- La pérdida del sistema de cubierta conlleva a la exposición del interior de la edificación a un entorno de lluvia y viento que pone en peligro la integridad de su contenido (equipos, materiales, etc.).
- La pérdida del sistema de cubierta igualmente produce un cambio progresivo en las condiciones de presión interna de la estructura, las cuales pueden incrementar las presiones resultantes sobre los demás componentes de la edificación (por ejemplo: láminas de cubierta y ventanas), lo que se traduce en una disminución de las velocidades de viento requeridas para producir su falla, con respecto a las estimadas para las condiciones originales de la estructura.
- La pérdida del sistema de cubierta interrumpe la transferencia de carga al sistema de fundación, evitando la aparición del mecanismo de falla relacionado con la conexión columna-fundación.

## 6.4 EJEMPLO TRES: EDIFICIO MULTIPISO

En este ejemplo se analiza la capacidad de los sistemas de ventanas en vidrio ubicados sobre las fachadas de la edificación de 12 pisos (pórticos de concreto) que se muestra en la Figura 6-3. Específicamente, se pretende determinar la velocidad de viento que produjo la falla por presión en los vidrios de algunas ventanas de los pisos superiores de la estructura, después del paso de la tormenta tropical *Jeanne* por Puerto Rico el pasado 15 de septiembre de 2004. Las ventanas de vidrio son uno de los componentes que resultan mayormente afectados en este tipo de edificaciones bajo la acción de vientos huracanados, por efecto de las fuertes presiones que pueden desarrollarse sobre ellas o debido al impacto de escombros arrastrados por el viento. La estructura a analizar se encuentra localizada en la ciudad de Mayagüez, y toda la información requerida para la evaluación de la capacidad resistente de los vidrios de sus ventanas, fue obtenida directamente por medio de observaciones y mediciones.

**Figura 6-3. Edificación de 12 pisos en Mayagüez.**

### 6.4.1 INFORMACIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

**Dimensiones generales:**

| | |
|---|---|
| Configuración en planta (geometría): | Rectangular (Regular) |
| Mayor dimensión en planta: | 38 m (125 ft) |
| Menor dimensión en planta: | 16 m (52 ft) |
| Altura total: | 44 m (144 ft) |
| Número de pisos: | 12 |

**Cubierta:**

| | |
|---|---|
| Forma: | Plana |
| Inclinación: | No Aplica |
| Parapeto continuo: | Si |
| Altura del parapeto: | 1.52 m (5 ft) |

**Aberturas en fachadas:**

Las aberturas que se mencionan a continuación corresponden únicamente a ventanas en vidrio no resistentes a impactos.

| | |
|---|---|
| Área fachada frontal: | 1,672 m² |
| Área de aberturas: | 356 m² |
| | |
| Área fachada posterior: | 1,672 m² |
| Área de aberturas: | 356 m² |
| | |
| Área fachada derecha: | 704 m² |
| Área de aberturas: | 68 m² |
| | |
| Área fachada derecha: | 704 m² |
| Área de aberturas: | 68 m² |

**Efectos del sitio de localización de la estructura:**

| | |
|---|---|
| Terreno: | Área urbana. Zona costera a más de 2,000 m de la edificación (ver Figura 6-4) |
| Topografía: | Homogénea |

**Figura 6-4. Exposición de la estructura sobre sus fachadas principales.**

### 6.4.2 DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS CONSTRUCTIVOS.

**Sistemas de ventanas en vidrio:**

La siguiente descripción corresponde a una de las ventanas que presentó fallas después del paso de la tormenta:

| | |
|---|---|
| Tipo de vidrio: | Laminado (asumido) |
| Espesor: | 6.36 mm (1/4 in) |
| Dimensiones: | Largo (mayor dimensión) 711 mm, Ancho (menor dimensión) 432 mm |
| Condición de soporte: | Dos bordes completamente soportados |
| Distancia al borde de la estructura: | 5 m aproximadamente |
| Altura sobre el nivel del terreno: | 33 m (noveno piso) |

### 6.4.3 PARÁMETROS GENERALES PARA ESTIMAR CARGAS DE VIENTO

**Clasificación de cerramiento:**

La Tabla 6-23 contiene el resumen de la evaluación de los dos criterios estipulados en la especificación ASCE 7-02 para determinar la condición de cerramiento de la estructura (Sección 6.5.9). Para tal fin es necesario utilizar la información correspondiente al área de fachadas y aberturas de la edificación. En el presente análisis se considera que las ventanas en vidrio no son resistentes a impactos, por lo cual de acuerdo con la especificación, por tratarse de una región propensa a huracanes (Puerto Rico), las ventanas deben ser tratadas como aberturas en las fachadas (Sección 6.5.9.3). De acuerdo con el resultados que se muestran en la Tabla 6-23, la estructura clasifica como una edificación **Cerrada.**

**Tabla 6-23. Resumen de criterios establecidos en ASCE 7-02 para determinar la clasificación de cerramiento de la estructura.**

| Fachada | Área de fachada (Ag) ($m^2$) | Área de aberturas (Ao) ($m^2$) | Agi ($m^2$) | Aoi ($m^2$) | 1.1Aoi ($m^2$) | 0.01Ag ($m^2$) | Aoi/Agi | Criterio1 | Criterio 2 | Clasificación |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Frontal | 1672 | 356 | 3080 | 492 | 541.2 | 16.72 | 0.1597 | No Cumple | Cumple | Cerrada |
| Posterior | 1672 | 356 | 3080 | 492 | 541.2 | 16.72 | 0.1597 | No Cumple | Cumple | Cerrada |
| Derecha | 704 | 68 | 4048 | 780 | 858 | 7.04 | 0.1927 | No Cumple | Cumple | Cerrada |
| Izquierda | 704 | 68 | 4048 | 780 | 858 | 7.04 | 0.1927 | No Cumple | Cumple | Cerrada |

**Ag : Área total de la fachada**
**Ao : Área total de aberturas en la fachada**
**Agi : Suma de las áreas totales de fachada sin considerar Ag de la fachada actual.**
**Aoi : Suma de las áreas de aberturas en todas las fachada sin considerar Ao de la fachada actual.**
**Criterio 1: Cumple si Ao < 1.1Aoi**
**Criterio 2: Cumple si satisface simultáneamente que (1) Ao > menor entre 0.37m y 0.01Ag, y (2) Aoi/Agi <0.2**

**Categoría de exposición:**

Las zonas urbanas con gran cantidad de objetos estrechamente espaciados en un radio de al menos 800 m, se ajustan a la definición de **exposición B** definida en la especificación ASCE 7-02, Secciones 6.5.6.2 y 6.5.6.3.

**Influencia de efectos topográficos (Factor topográfico $k_{zt}$):**

Debido a la topografía esencialmente plana de la zona donde esta localizada la edificación, no se considera la presencia de efectos topográficos que afecten el flujo de viento sobre la estructura, por lo que de acuerdo con los requerimientos establecidos en la Sección 6.5.7 de la especificación, $k_{zt} = k_{ht} = 1$.

**Factor de ráfaga G:**

De acuerdo con la especificación, cuando edificios u otras estructuras tienen una altura mayor a cuatro veces su menor dimensión horizontal en planta, existe la posibilidad de que la estructura sea dinámicamente sensible a los efectos de las ráfagas de viento. La altura de la edificación del ejemplo es de 44 m, que resulta menor que el cuádruple de su menor dimensión 4 x 16 m = 64 m, por lo que se puede considerar como

una estructura rígida. Debido a lo anterior, de acuerdo con la Sección 6.5.8.1 de la especificación, el Factor de Ráfaga G puede ser tomado como 0.85.

**Factor de direccionalidad $k_d$ y Coeficiente de importancia I:**

El Factor de direccionalidad $k_d$ tendrá un valor de uno, con el propósito de considerar al viento proveniente desde la dirección más crítica para la estructura. El coeficiente de importancia también será trabajado con un valor unitario, con lo cual no se tiene en cuenta el ajuste en la probabilidad de ocurrencia del evento debido al uso de la edificación.

**Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión interna $C_{pi}$:**

El valor del producto $GC_{pi}$ correspondiente a una estructura **Cerrada** de acuerdo con la Figura 6-5 de la especificación, es de ±0.18.

**Producto entre el Factor de ráfaga G y el coeficiente de presión externa $C_p$:**

El área efectiva a viento de la ventana de análisis es de 0.711 m x 0.432 m = 0.307 m². Con este valor, y teniendo en cuenta que la altura de la edificación es mayor a 18.3 m (60 ft), se debe utilizar la Figura 6-17 de la especificación, para estimar los productos $GC_p$ correspondientes a los componentes sobre fachadas. La Tabla 6-24 resume los valores del producto $GC_p$ obtenidos para las localizaciones indicadas.

**Tabla 6-24. Valores de GCp para las ventanas sobre fachadas de acuerdo con su localización.**

| COMPONENTE | $A_{efec}$ | GCp - FACHADA | | |
|---|---|---|---|---|
| | | PRESION | SUCCION | |
| | ($m^2$) | Zonas 4 y 5 | Zona 4 | Zona 5 |
| Ventanas (zonas 4 y 5) | 0.307 | 0.9 | -0.9 | -1.8 |

**Coeficientes de presión por velocidad $k_h$:**

Para una altura media de cubierta de h = 43 m (144 ft) en una categoría de exposición B, se obtiene mediante la Tabla 6-3 de la especificación ASCE 7-02 un valor de $k_h$ = 1.10.

### 6.4.4 APLICACIÓN DE LOS CRITERIOS DE FALLA

**Falla por presión en ventanas de vidrio sobre fachadas.**

Los parámetros requeridos para la utilización de las curvas de resistencia de la especificación ASTM E1300-02 son los siguientes:

| | |
|---|---|
| Tipo de vidrio: | Laminado |
| Espesor de la placa de vidrio: | 6.35 mm (1/4 in) |
| Largo (mayor dimensión) de la placa de vidrio: | 711 mm |
| Ancho (menor dimensión) de la placa de vidrio: | 432 mm |
| Condición de soporte: | Dos lados completamente soportados |

La condición de soporte de la placa de vidrio fue determinada a partir de la observación del modo de falla presentado por ésta, después del paso de la tormenta tropical *Jeanne*. En la Figura 6-5 se presenta una fotografía del estado exhibido por el vidrio de la ventana, posterior al paso de la tormenta. Se puede apreciar como la totalidad de los bordes horizontales de la placa de vidrio se han mantenido unidos al marco de la ventana, lo que podría indicar una buena condición de soporte para la placa vidrio a lo largo de estas zonas. Un comportamiento distinto se puede apreciar sobre los bordes verticales de la ventana, en donde gran parte de la placa de vidrio terminó siendo desprendida del marco. Este modo de falla podría indicar que la condición de soporte completo de la placa de vidrio de la ventana, solo estaba garantizado a lo largo de sus dos bordes verticales. Para efectos del análisis de acuerdo con la especificación ASTM E1300-02, en vidrios con solamente dos bordes paralelos completamente soportados, se debe determinar la longitud correspondiente a los lados no soportados de la placa. Para el caso de la placa de vidrio de la ventana en consideración, esta longitud es de 711 mm, correspondiente a su mayor dimensión.

**Figura 6-5. Falla por presión del vidrio de la ventana producido por la acción del viento.**

El procedimiento para estimar la capacidad de la placa de vidrio a través de las curvas de resistencia de la especificación ASTM E1300-02 (ASTM 2002), es el siguiente:

1) Ir a la Figura A1.41 ASTM E1300-02 *Nonfactored Load Chart for Laminated Glass Simple Supported Along Two Parallel Edges* (ASTM 2002), que corresponde a la curva de resistencia no factorizada para vidrios laminados simplemente soportados a lo largo de dos bordes paralelos.
2) Se proyecta una línea horizontal desde la ordenada 711 mm en el eje vertical, que corresponde a la dimensión no soportada de la placa de vidrio.
3) Se proyecta una línea vertical desde el punto de corte de la línea horizontal trazada en el punto anterior, con la línea inclinada correspondiente a un espesor de la placa de vidrio de 6 mm.

4) El intercepto entre la línea vertical y el eje horizontal representa la resistencia de la placa de vidrio. Para los valores del problema se obtiene una resistencia no factorizada NFL = 0.92 KPa (19.23 psf).
5) Ir a la Tabla 1 ASTM E1300-02 y buscar el factor por tipo de vidrio (GTF). Para vidrios laminados, GTF = 1.0.
6) Calcular la resistencia de la placa de vidrio como R = NFL x GFT = 0.92 KPa (19.23 psf).

El 10% de la menor dimensión en planta, 0.1 x 16 m = 1.6 m, resulta menor que 0.9 m, por lo que el ancho de la zona lateral de incremento de presiones (zona 5) para la edificación considerada, será de 1.6 m. Debido a que la ventana en cuestión se encuentra a aproximadamente 5 m del borde de la estructura, esta será considerada como una ventana interior (zona 4). Reemplazando la resistencia obtenida para la ventana, y los parámetros para estimar cargas de viento correspondientes a la estructura en la Ecuación 3.5, se obtiene la velocidad de falla que se muestra en la Tabla 6-25.

**Tabla 6-25. Velocidades de ráfaga de viento de 3 segundos equivalentes a la resistencia a presión del vidrio de la ventana analizada.**

| COMPONENTE | ZONA | Aefec (m2) | Pfalla (KPa) | GCp (presión) | GCp (succión) | Gcpi | Vfalla (p) (mph) | Vfalla (s) (mph) | Vfalla (mph, 3 seg.) | Vfalla (mph, 1 min.) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ventana | Interior (zona 4) | 0.31 | 0.92 | 0.900 | -0.900 | 0.18 | 79.6 | 79.6 | 79.6 | 65.2 |

**Observaciones:**

El resultado anterior muestra que la velocidad de un minuto sostenido que produce la falla de la ventana considerada, se encuentra dentro del rango de vientos de tormenta tropical, lo que a su vez concuerda con la categoría presentada por el evento a su paso por Puerto Rico. De acuerdo con datos recopilados por el Centro Nacional de Huracanes disponibles en su página Web, el 15 de septiembre de 2004, día en que la tormenta tropical *Jeanne* se encontraba sobre la Isla, se registraron vientos máximos sostenidos de 55 nudos (aproximadamente 63 mph), los cuales son bastante cercanos a la velocidad de viento de falla obtenida para la ventana. Este resultado indica que las consideraciones

realizadas al inicio del problema por efecto del tipo de vidrio y condición de soporte, podrían ajustarse a las condiciones originales de la placa de vidrio.

## 6.5 HERRAMIENTA COMPUTACIONAL.

Como se puede apreciar en los tres ejemplos mostrados anteriormente, los cómputos necesarios para aplicar la metodología de estimación de daño desarrollada en este trabajo, pueden resultar bastante extensos, y exigen que el usuario maneje relativamente grandes volúmenes de información, dependiendo de la cantidad y el tipo de componentes que vayan a ser considerados. Por esta razón, y con el propósito de ayudar a los posibles usuarios de la presente metodología, se ha desarrollado una aplicación computacional con la que se pretende:

- Simplificar el manejo de la información requerida para el análisis.
- Reunir la documentación técnica utilizada en la aplicación de la metodología.
- Orientar al usuario por medio de ayudas visuales y escritas.
- Evitar que el usuario deba realizar cómputos y estimaciones complejas.
- Lograr mayor rapidez y reducir la probabilidad de errores en los resultados.

La aplicación ha sido desarrollada en el ambiente VBA de Microsoft Excel y puede ser ejecutada por usuarios con sistemas operativos basados en Windows. Está conformada por un total de 7430 líneas de programación y 23 formularios de interfase gráfica. La ejecución del programa se realiza de manera secuencial a través de tres etapas: (1) Ingreso de la información general de la estructura; (2) Revisión de componentes vulnerables y, (3) Generación del escenario de daño para la edificación. La información solicitada en las dos primeras etapas puede ser fácilmente asimilada por personas con algún tipo de conocimiento en el diseño de estructuras, sin embargo, para aquellos usuarios que no están directamente involucrados con este campo, se proveen ayudas visuales y escritas que pretenden clarificar el tipo de información solicitada. Todas las limitaciones de aplicabilidad de los criterios utilizados en este trabajo para definir la

metodología de estimación de daño, son verificados internamente por el programa y un mensaje de alerta avisará al usuario cuando alguno de los criterios no cumpla con los requerimientos para su aplicación. Toda la información requerida debe ser suministrada previamente al programa para que el análisis pueda ser ejecutado. A continuación se realiza la descripción de la herramienta computacional a través de cada una de sus etapas, para lo cual se utilizará la información correspondiente a los ejemplos presentados al inicio de este capítulo.

En la Figura 6-6 se muestra la pantalla de bienvenida al programa, indicando que la aplicación ha sido inicializada exitosamente y que el ingreso de la información general de la edificación puede ser efectuado.

**Figura 6-6. Página de bienvenida al programa.**

En la Figura 6-7 se muestra el formulario correspondiente a la primera etapa, en la que se le solicita al usuario el ingreso de la información mínima necesaria para calcular los parámetros utilizados en la estimación de las cargas de viento: Dimensiones generales, forma de cubierta, inclinación de la cubierta, presencia de parapetos, condición de cerramiento, categoría de exposición y topografía. La información que aparece en el formulario de la Figura 6-7, pertenece a la edificación industrial del ejemplo uno. Las Figuras 6-8 a 6-11 muestran las ayudas al usuario para determinar: Dimensiones generales, condición de cerramiento, categoría de exposición y la influencia de efectos topográficos sobre la estructura, respectivamente.

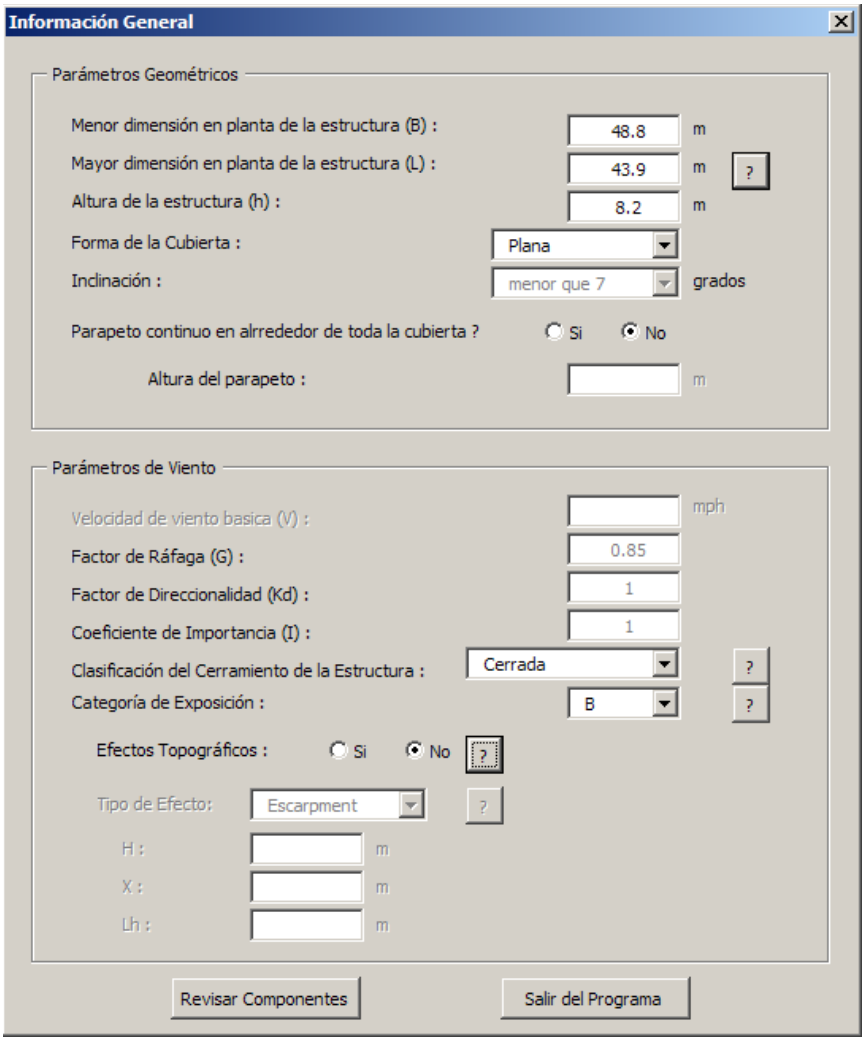
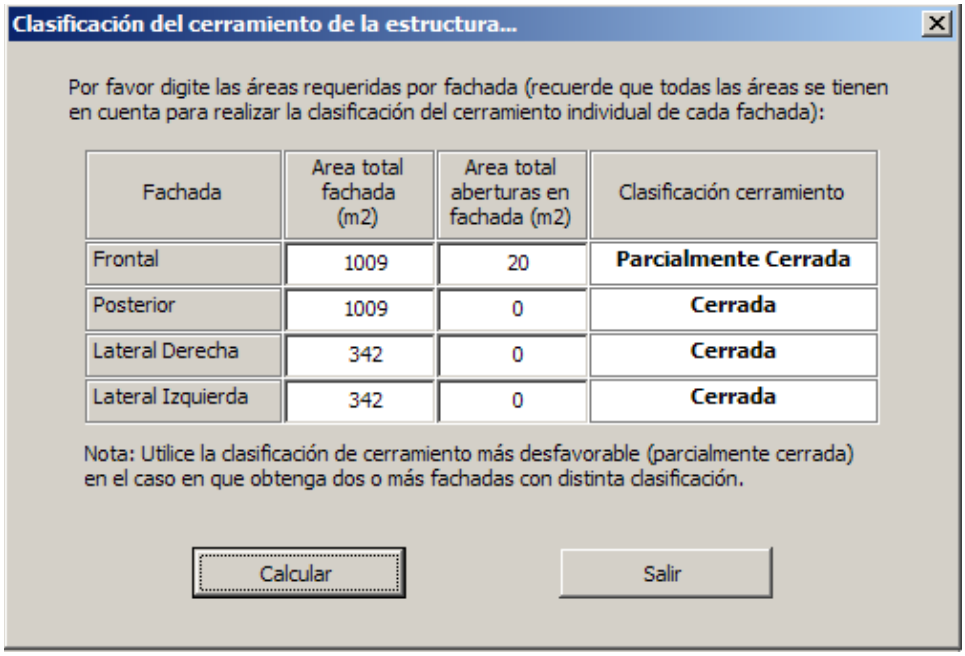



**Figura 6-7. Formulario de ingreso de las características geométricas de la edificación y de los parámetros de generales para estimar cargas de viento.**

**Figura 6-8. Ayuda gráfica para la definición de las dimensiones generales de la estructura.**




| Fachada | Area total fachada (m2) | Area total aberturas en fachada (m2) | Clasificación cerramiento |
|---|---|---|---|
| Frontal | 1009 | 20 | **Parcialmente Cerrada** |
| Posterior | 1009 | 0 | **Cerrada** |
| Lateral Derecha | 342 | 0 | **Cerrada** |
| Lateral Izquierda | 342 | 0 | **Cerrada** |

**Figura 6-9. Ayuda para la determinación de la clasificación de cerramiento de la estructura.**

**Figura 6-10. Ayuda gráfica para la determinación de la categoría de exposición de la estructura.**

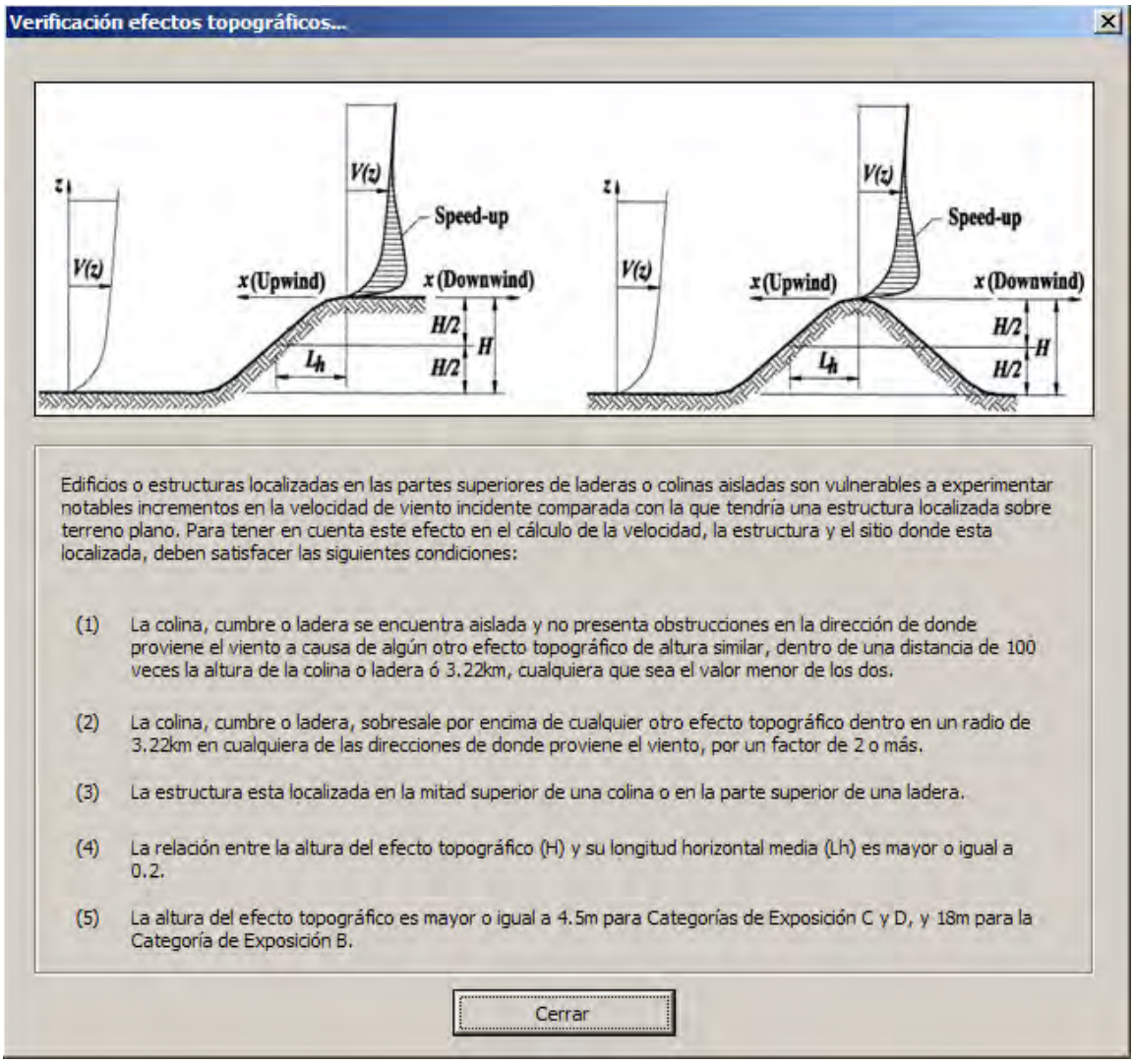



**Figura 6-11. Ayuda para la determinar la influencia de efectos topográficos sobre la estructura.**

Una vez el usuario ha ingresado la información general de la estructura, pasa a la siguiente etapa donde debe seleccionar los componentes de la edificación que desea revisar, y luego proceder a suministrar la información relacionada con dichos componentes. La Figura 6-12 presenta el menú de opciones con los cuatro componentes considerados en el presente trabajo: Sistemas de cubierta en lámina metálica, sistemas de fachada en lámina metálica, sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas y conexión entre la columna y el sistema de fundación. Para habilitar la revisión de un componente

se debe activar el cuadro de chequeo que le corresponde, como se muestra en la Figura 6-13 para el caso del sistema de cubierta en lámina metálica.

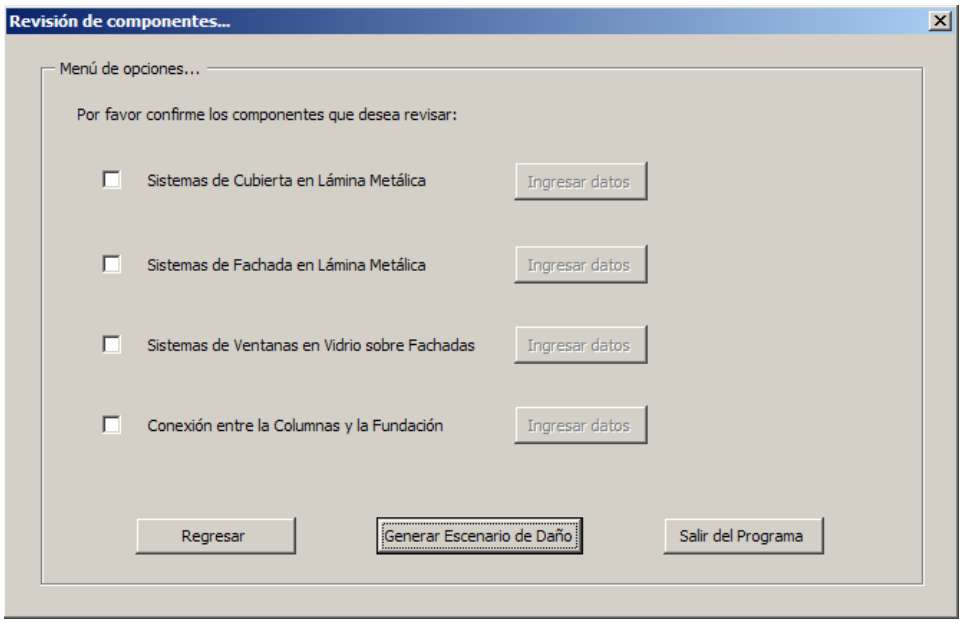



**Figura 6-12. Formulario para seleccionar los componentes a incluir en el análisis.**

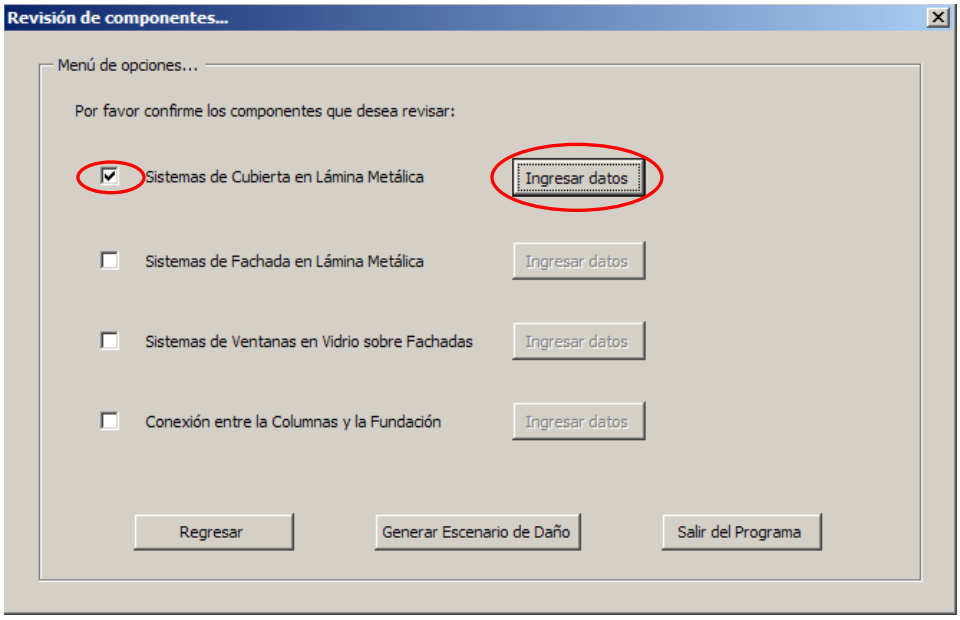



**Figura 6-13. Habilitar ingreso de datos correspondientes a los sistemas de cubierta en lámina metálica.**

Al pulsar el botón "Ingresar Datos" correspondiente al sistema de cubierta en lámina metálica, aparece el formulario que se muestra en la Figura 6-14, mediante el cual se ingresa la información relacionada a este sistema. La información requerida corresponde a las propiedades geométricas y de los materiales de las láminas, tornillos de conexión y elementos secundarios de apoyo. Los valores de estas propiedades para los elementos encontrados en la revisión de planos elaborada, se encuentran disponibles para ser utilizados por el usuario al seleccionar el tipo de elemento. La información que aparece en el formulario de la Figura 6-14 corresponde a la del sistema de cubierta de la edificación industrial del ejemplo uno.

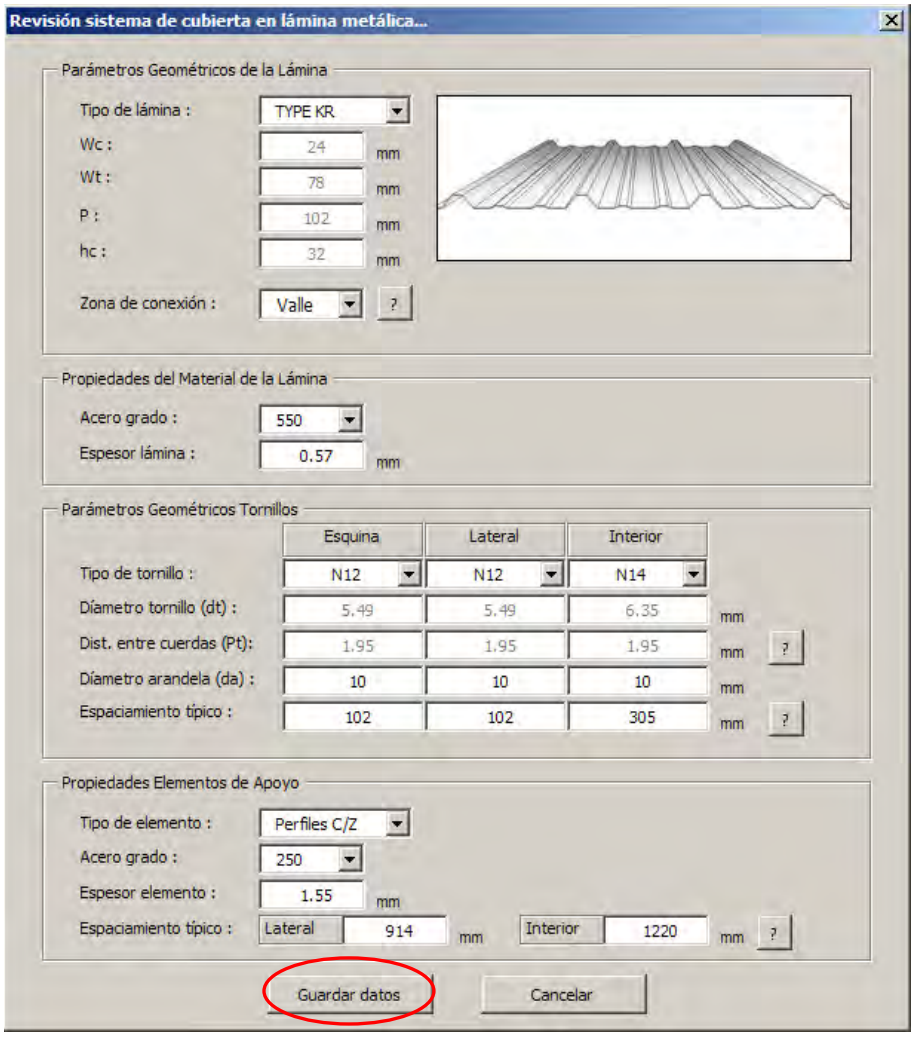



**Figura 6-14. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de cubierta en lámina metálica.**

Las Figuras 6-15 a 6-17 muestran las ayudas al usuario para determinar: La zona de conexión de la lámina, las propiedades geométricas del tornillo de conexión, y los espaciamientos típicos de tornillos y elementos de apoyo secundario de las láminas del sistema de cubierta, respectivamente.

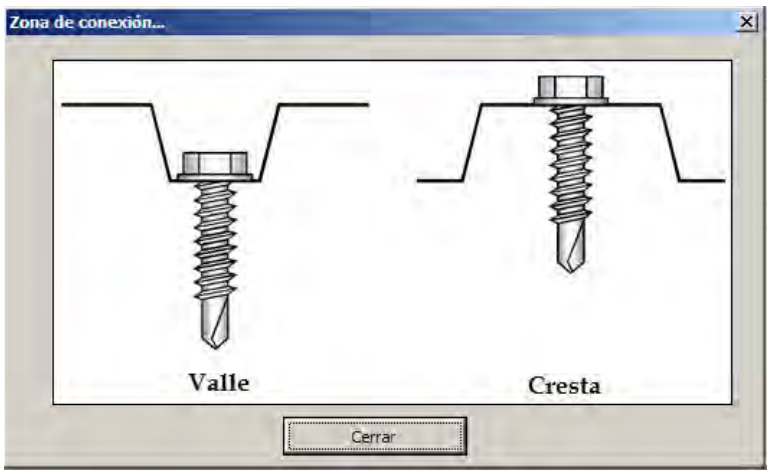



**Figura 6-15. Ayuda gráfica para definir la localización de los tornillos de conexión de la lámina metálica.**

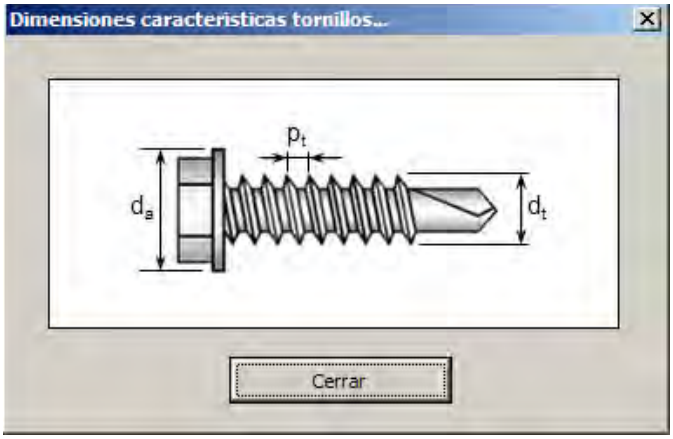



**Figura 6-16. Ayuda gráfica para definir las dimensiones características de los tornillos de conexión de la lámina metálica.**

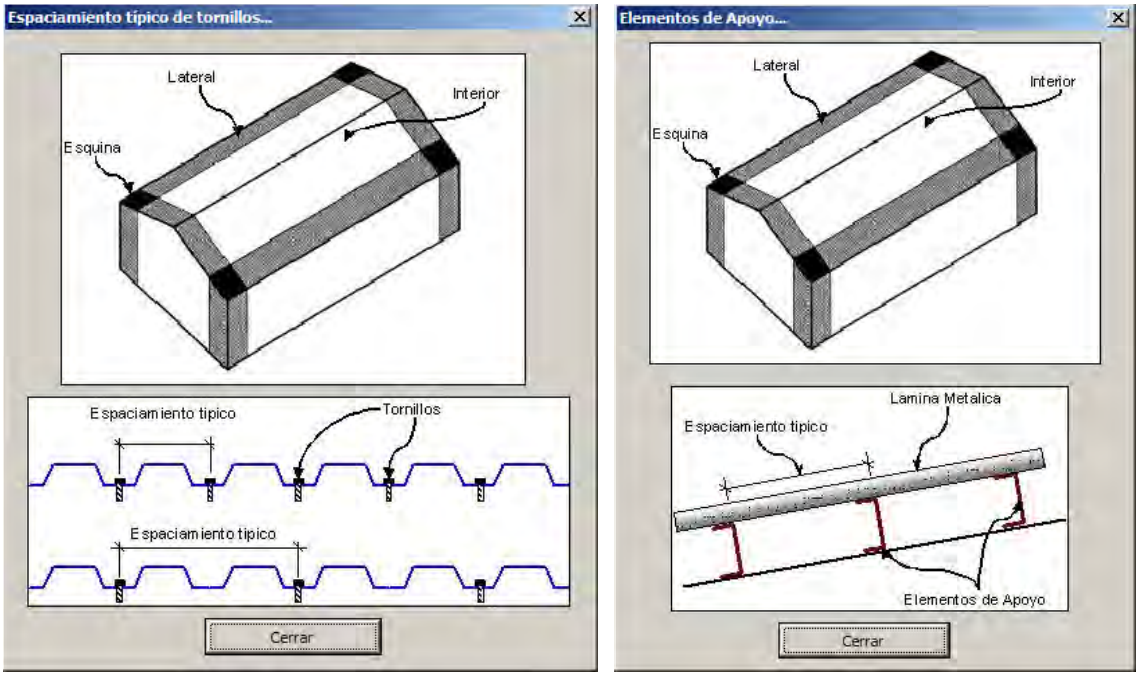



**Figura 6-17. Ayuda gráfica para definir los espaciamientos típicos de los tornillos de conexión y de los elementos secundarios de apoyo de la lámina metálica.**

Al pulsar el botón "Guardar datos" en el formulario de la Figura 6-14, la información correspondiente al sistema de cubierta queda almacenada y puede ser consultada o modificada por el usuario en cualquier momento durante el análisis. Se muestra entonces nuevamente el formulario de selección de componentes, en el que ahora el usuario tiene dos opciones: (1) Continuar con el ingreso de la información perteneciente a otro componente, o (2) Ejecutar el análisis y obtener las velocidades de falla para los componentes que tenga habilitados hasta ese instante (en este caso, únicamente el sistema de cubierta). Para poder ejecutar el análisis y generar el escenario de daño, el usuario debe haber habilitado al menos uno de los cuatro componentes disponibles en el menú, y haber ingresado la información correspondiente a dicho componente. De esta manera el programa brinda la posibilidad de realizar análisis individuales, teniendo en cuenta la posibilidad de que no todos los componentes de la edificación que se va revisar, sean del mismo tipo que los considerados por la presente metodología.

Para habilitar ahora la revisión del sistema de fachada en lámina metálica, se debe activar el cuadro de chequeo de este componente como se muestra en la Figura 6-18.

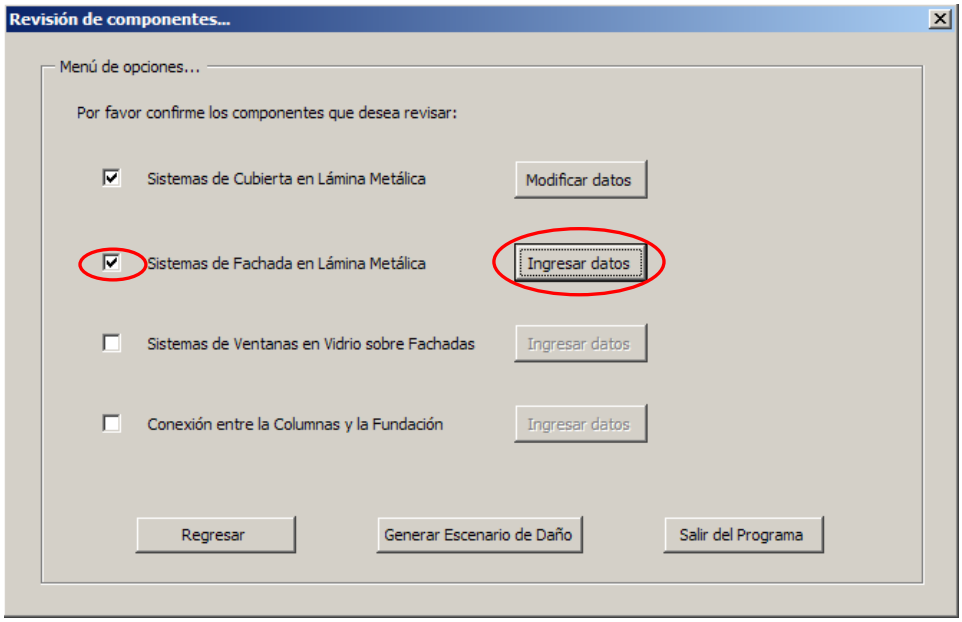



**Figura 6-18. Habilitar ingreso de datos correspondientes a los sistemas de fachada en lámina metálica.**

Al pulsar el botón "Ingresar Datos" correspondiente al sistema de fachada en lámina metálica, aparece el formulario que se muestra en la Figura 6-19 mediante el cual se ingresa la información relacionada a este sistema. La información requerida corresponde, al igual que en el caso del sistema de cubierta, a las propiedades geométricas y de los materiales de las láminas, tornillos de conexión y elementos secundarios de apoyo. Los valores de estas propiedades para los elementos encontrados en la revisión de planos elaborada, se encuentran disponibles para ser utilizados por el usuario al seleccionar el tipo de elemento. La información que aparece en el formulario de la Figura 6-19, corresponde a la del sistema de fachada de la edificación industrial del ejemplo uno.

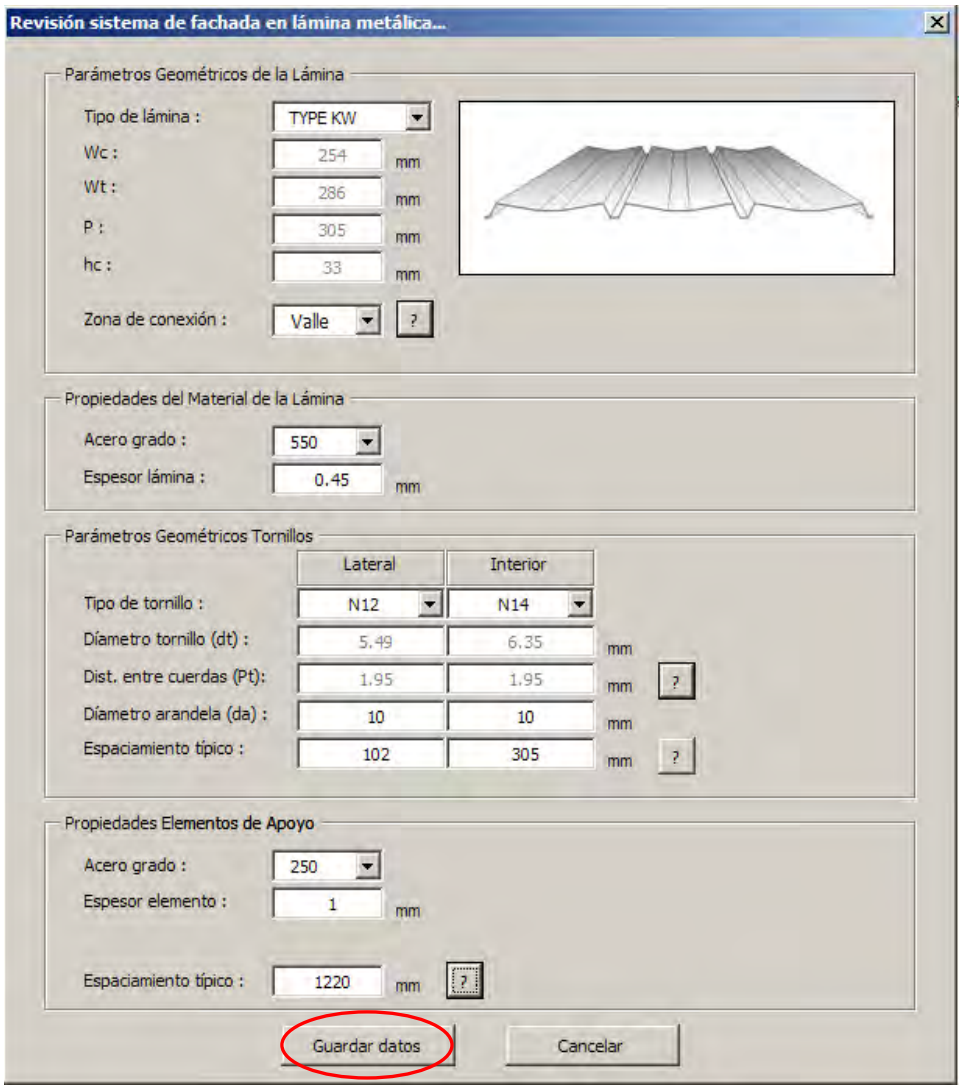



**Figura 6-19. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de fachada en lámina metálica.**

Al pulsar el botón "Guardar datos" en el formulario de la Figura 6-19, la información correspondiente al sistema de fachada queda almacenada y puede ser consultada o modificada por el usuario de acuerdo a sus necesidades.

Al habilitar la revisión de los sistemas de ventanas en vidrio, tal como se ilustra en la Figura 6-20, y presionar el botón "Ingresar datos", aparece el formulario que se muestra en la Figura 6-21, mediante el cual el usuario debe ingresar la información relacionada con los tipos de ventanas que presenta la edificación, la cual consta de: Tipo de vidrio;

Dimensiones y espesor de la placa de vidrio; Condición de soporte; y Altura de la ventana sobre el nivel del terreno y su distancia al borde de la estructura. En esta versión del programa, el análisis se encuentra restringido a cinco tipos de ventanas a la vez, y para vidrios templados de 6.25 mm de espesor, completamente soportados en todos sus bordes. La información que aparece en el formulario de la Figura 6-21, corresponde a los dos tipos de ventanas encontrados en la edificación industrial del ejemplo uno.

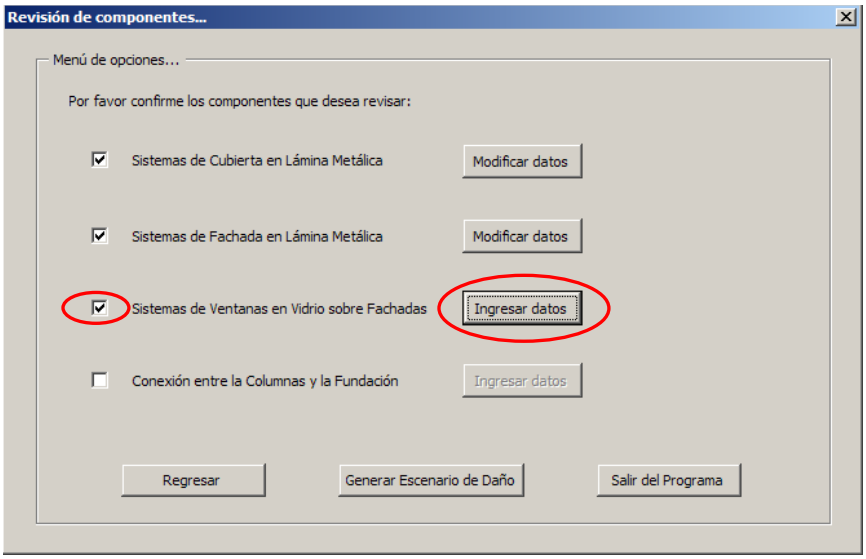



**Figura 6-20. Habilitar ingreso de datos correspondientes a los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas.**

**Figura 6-21. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas.**

La Figura 6-22 muestra la ayuda al usuario para determinar los distintos tipos de ventana por efecto de sus dimensiones, altura sobre el nivel del terreno y distancia al borde de la estructura. También se indican las dimensiones características de la placa de vidrio (ancho, largo y espesor).

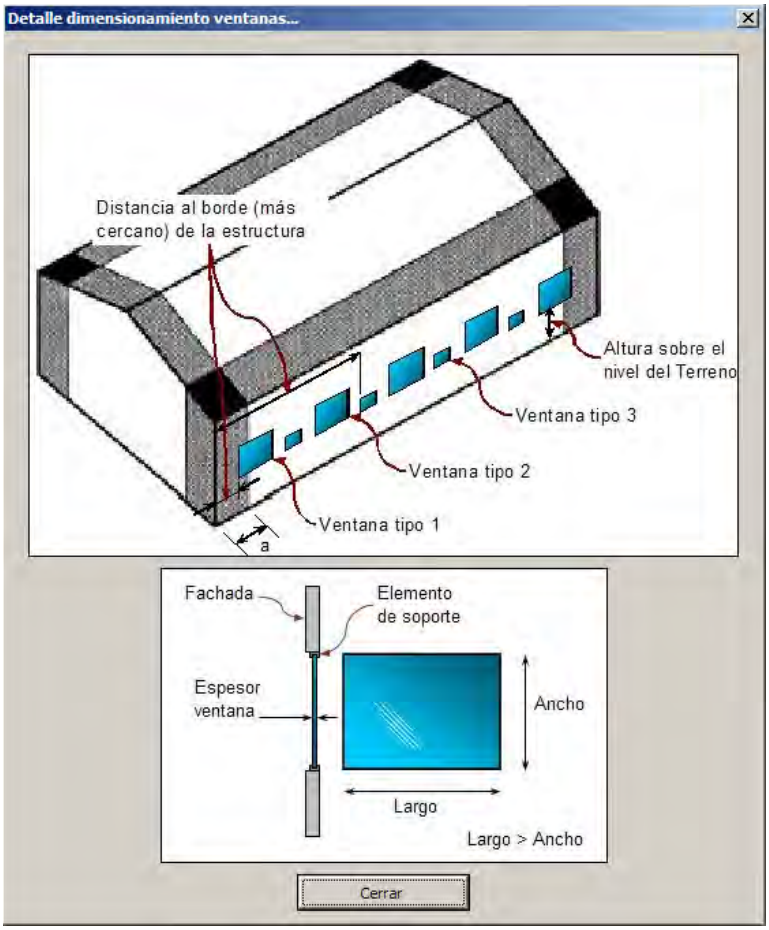



**Figura 6-22. Ayuda gráfica para definir las variables requeridas en la revisión de los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas.**

Utilizando el mismo procedimiento mostrado para el ingreso de la información de los sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica y de las ventanas en vidrio sobre fachadas, se puede habilitar la revisión de la conexión entre las columnas y su fundación. En este caso particular, dadas las limitaciones dentro de las cuales fueron obtenidas en el presente trabajo las relaciones utilizadas para transformar las reacciones

en la base de las columnas a velocidades de viento de ráfaga de 3 segundos, se le pide al usuario que verifique si cumple con todas las condiciones de aplicabilidad establecidas en la Sección 5.9, por medio del formulario que se muestra en la Figura 6-23. En caso de que la estructura satisfaga todas las condiciones, el usuario debe presionar el botón "Aplica análisis" para acceder al formulario de ingreso de información que se muestra en la Figura 6-24.

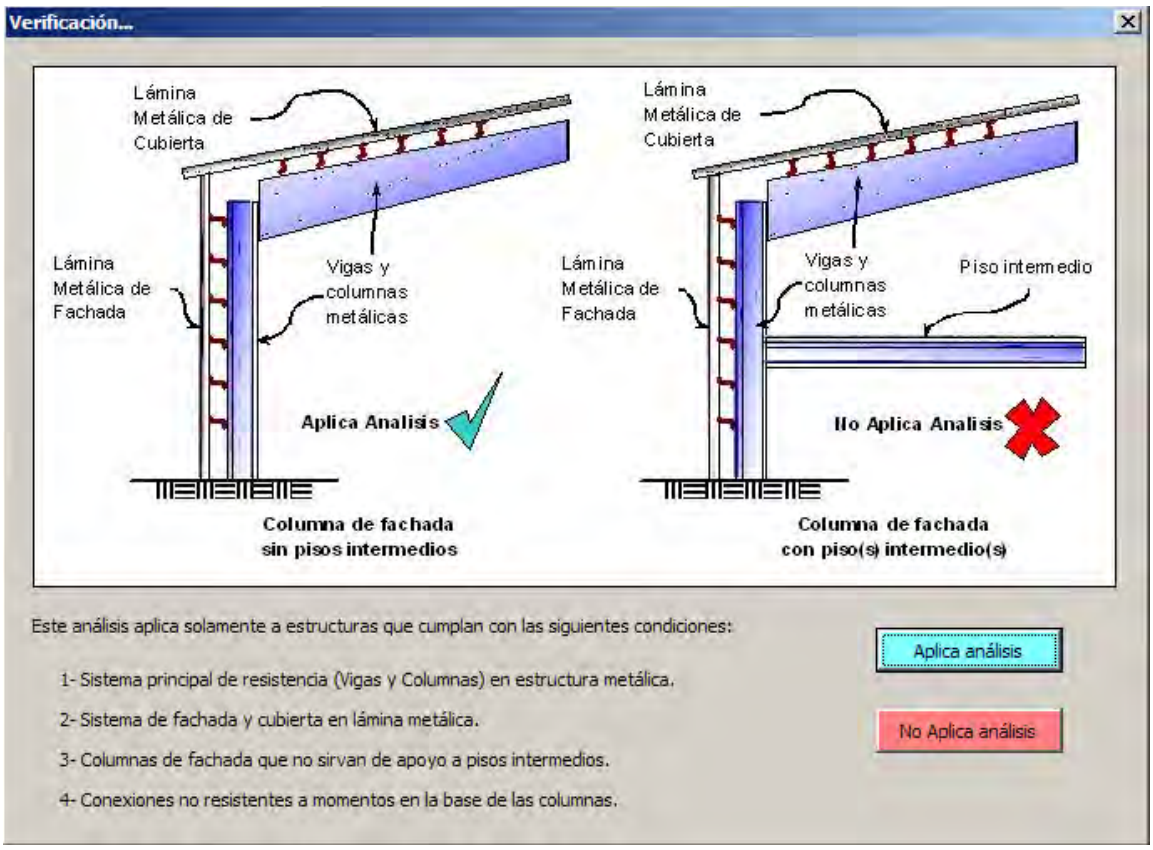



**Figura 6-23. Verificación de aplicabilidad para la revisión de la conexión entre la columna y su fundación.**

En el formulario que se muestra en la Figura 6-24, se solicita al usuario el ingreso de información relacionada con la configuración geométrica y las propiedades de los materiales empleados en la conexión entre la columnas y el sistema de fundación de la estructura. Los cuatro tipos de conexión descritos en la Tabla 4.5 han sido incorporados

al programa como tipos de fundación, de manera que el usuario puede utilizarlas en los casos en que las condiciones de la conexión que vaya a revisar, sean similares a alguna de éstas cuatro configuraciones. La información que aparece en el formulario de la Figura 6-24, corresponde a la conexión columna-fundación de la edificación industrial del ejemplo dos.

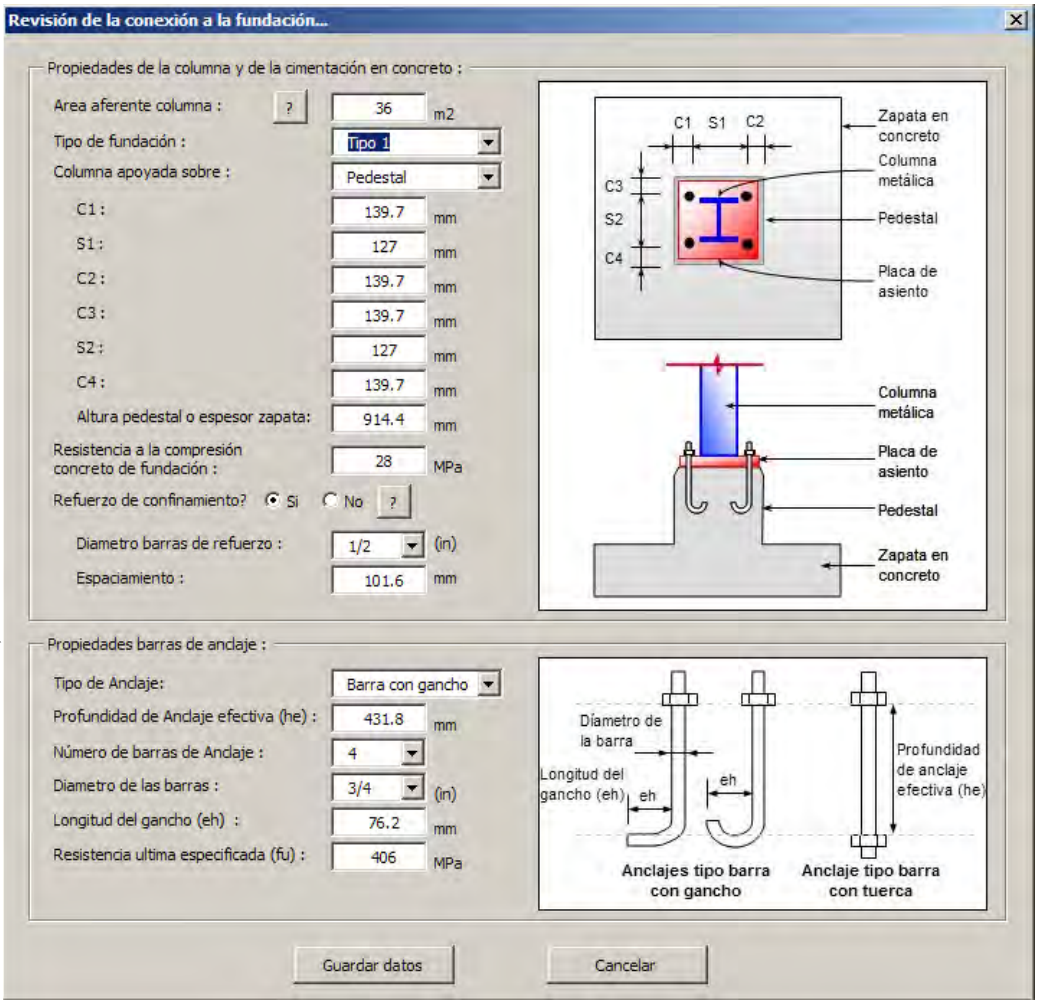



**Figura 6-24. Formulario para el ingreso de la información requerida en la revisión de los sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas.**

Las Figura 6-25 muestra la ayuda al usuario para definir el área aferente en planta de las columnas de fachada de la estructura, utilizada para expresar su capacidad en términos de velocidad de viento.

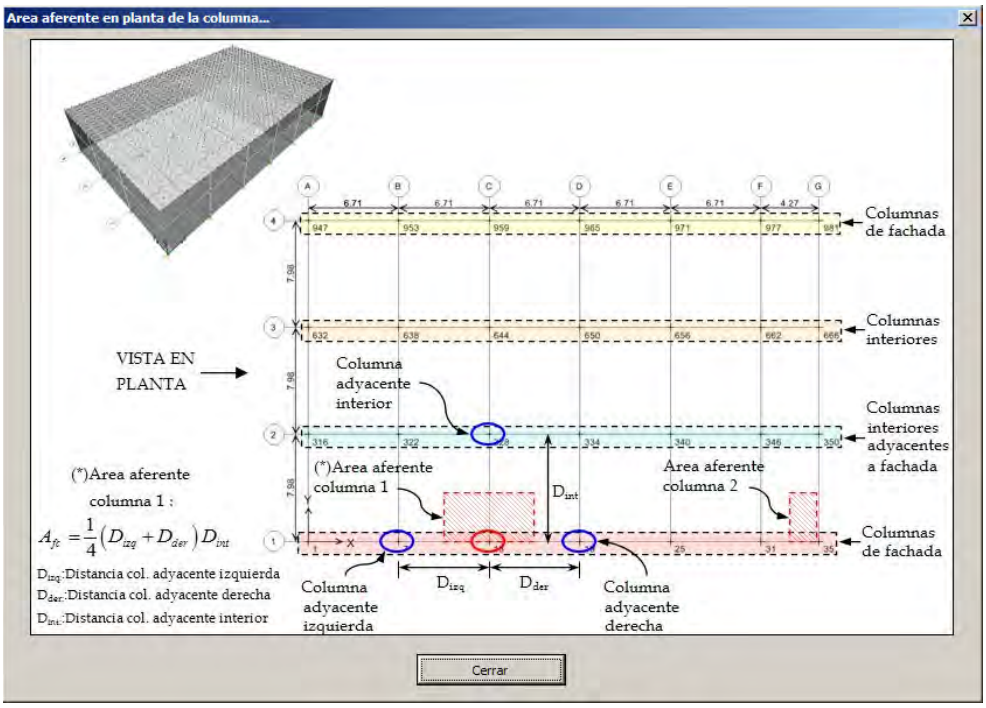



**Figura 6-25. Ayuda gráfica para definir el área aferente en planta de una columna de fachada.**

Las Figura 6-26 muestra la ayuda al usuario en la cual se describe el refuerzo de confinamiento utilizado en el caso de columnas apoyadas sobre pedestales, y la forma en que se determina su espaciamiento.

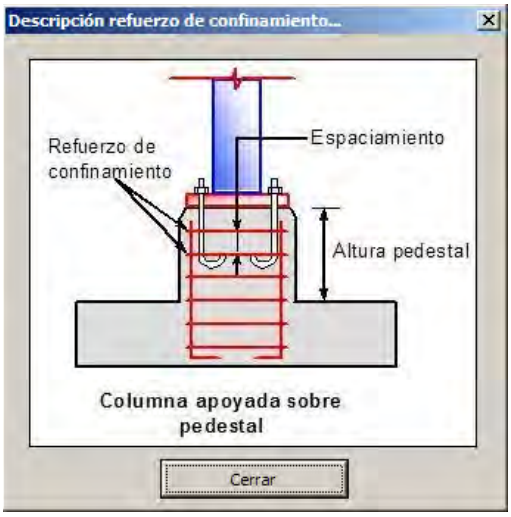



**Figura 6-26. Ayuda gráfica para definir la presencia de refuerzo de confinamiento en el caso de columnas apoyadas sobre pedestales.**

Una vez que el usuario ha suministrado la información correspondiente a los componentes que desea revisar, pasa a la tercera y última etapa del programa en la cual se estiman las velocidades de viento que producen la falla en cada componente, en base a los criterios de falla considerados en el presente trabajo. Para esto debe presionar el botón "Generar Escenario de Daño" que se encuentra localizado en el formulario de "Revisión de Componentes". La Figura 6-27 muestra la apariencia que tendría dicho formulario al considerar los tres componentes que fueron revisados para la edificación industrial del ejemplo uno.

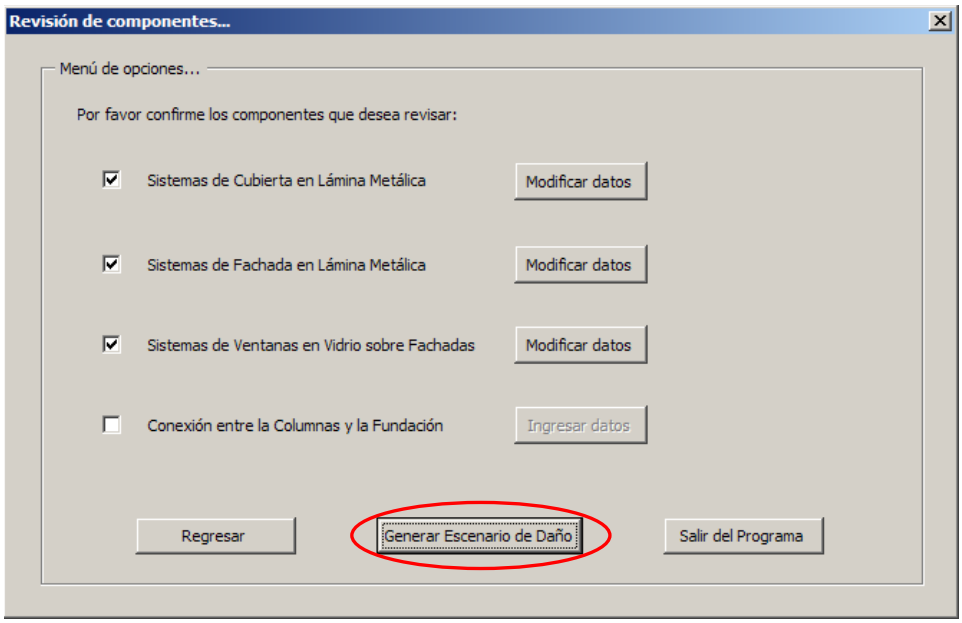
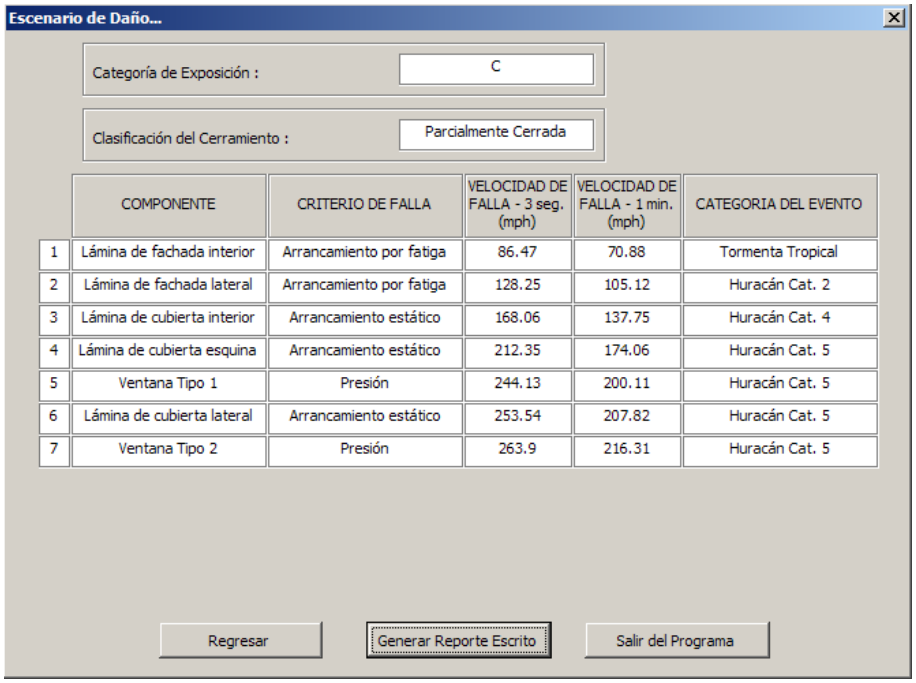



**Figura 6-27. Generar escenario de daño para la edificación.**

La Figura 6-28 muestra el formulario en el que se presentan los resultados de la revisión de los componentes considerados, organizado en forma de escenario de daño para la estructura. El escenario de daño se construye con el ordenamiento en forma ascendente de las velocidades de viento que producen la falla en cada componente, y esta acompañado por la descripción del mecanismo que produce la falla en el componente, la categoría del evento a la cual pertenece la velocidad de falla de acuerdo con la escala Saffir-Simpson, y la condición de cerramiento y categoría de exposición de

la edificación. La información que se observa en el formulario de la Figura 6-28, corresponde al resultado obtenido de la revisión de los tres sistemas considerados en la edificación industrial del ejemplo uno, el cual concuerda con el mostrado en la Tabla 6-12.

Para los casos en los cuales existe más de un criterio para definir la falla del componente (sistemas de fachada y cubierta en lámina metálica, y la conexión entre la columna y la fundación), sólo se presenta la velocidad de viento más baja obtenida entre todos los criterios aplicados. Sin embargo, al presionar el botón "Generar Reporte Escrito" en el formulario de la Figura 6-28, el usuario tiene acceso a los detalles particulares de la evaluación de todos los criterios que hayan sido aplicados sobre cada uno de los componentes considerados. Este reporte es un libro de Microsoft Excel que consta de seis hojas electrónicas en donde se consignan: La información general de la estructura, los resultados de la revisión de los cuatro sistemas constructivos considerados en este trabajo, y el resumen de resultados y la generación del escenario de daño para la estructura.




| | COMPONENTE | CRITERIO DE FALLA | VELOCIDAD DE FALLA - 3 seg. (mph) | VELOCIDAD DE FALLA - 1 min. (mph) | CATEGORIA DEL EVENTO |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Lámina de fachada interior | Arrancamiento por fatiga | 86.47 | 70.88 | Tormenta Tropical |
| 2 | Lámina de fachada lateral | Arrancamiento por fatiga | 128.25 | 105.12 | Huracán Cat. 2 |
| 3 | Lámina de cubierta interior | Arrancamiento estático | 168.06 | 137.75 | Huracán Cat. 4 |
| 4 | Lámina de cubierta esquina | Arrancamiento estático | 212.35 | 174.06 | Huracán Cat. 5 |
| 5 | Ventana Tipo 1 | Presión | 244.13 | 200.11 | Huracán Cat. 5 |
| 6 | Lámina de cubierta lateral | Arrancamiento estático | 253.54 | 207.82 | Huracán Cat. 5 |
| 7 | Ventana Tipo 2 | Presión | 263.9 | 216.31 | Huracán Cat. 5 |

**Figura 6-28. Escenario de daño para la edificación en base a los componentes considerados.**

Por medio de los botones “Regresar” incluidos en los formularios correspondientes a las etapas dos (Figura 6-12) y tres (Figura 6-28), el usuario tiene la oportunidad de moverse a través de cada una de las etapas del programa y modificar información en el nivel que lo requiera. Esta opción le brinda al usuario la posibilidad de realizar análisis de sensibilidad a la falla para cualquiera de las variables consideradas dentro del programa.

# 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

## 7.1 RESUMEN

En la parte inicial de esta tesis se presentó un panorama general de la problemática que han representado los huracanes y tormentas para Puerto Rico a través del tiempo, y de la creciente preocupación que esta condición ha originado dentro de la industria aseguradora local, motivándola a impulsar el desarrollo de criterios para la estimación de daños en estructuras desde la perspectiva del sector asegurador, acordes con las prácticas constructivas y las condiciones de exposición presentes en la Isla. Teniendo en cuenta este objetivo, se realizó una revisión de distintas metodologías encontradas en la literatura, desarrolladas específicamente para estimar daños en estructuras ocasionados por fenómenos relacionados con viento (Capítulo dos). Como resultado de esta revisión, se decidió emplear la metodología general de estimación de daño propuesta por McDonald *et al.* (1981), la cual se basa en el cumplimiento secuencial de una serie de tareas que permiten establecer el escenario de daño probable para la estructura, basado en las condiciones constructivas y de exposición particulares de la región donde se encuentra localizada. La estimación de los efectos producidos por el viento sobre la edificación y sus componentes vulnerables, fue realizada a través de los procedimientos estipulados en la especificación ASCE 7-02 (Capítulo tres). La identificación de las principales características de los sistemas constructivos pertenecientes a edificaciones industriales existentes en Puerto Rico, se logró mediante la revisión de planos y posterior generación de una base de datos (Capítulo cuatro). Teniendo como soporte la información recopilada, se realizó una descripción detallada de los sistemas constructivos correspondientes a los componentes vulnerables considerados, la cual sirvió para seleccionar los modelos de resistencia utilizados para definir su capacidad a

viento (Capítulo cinco). El resultado final de esta investigación se resume en la elaboración de una aplicación computacional que incorpora la metodología de estimación de daño desarrollada y la información recopilada (Capítulo seis).

## 7.2 CONCLUSIONES

En esta investigación se ha desarrollado una metodología para la estimación de daños ocasionados por viento, orientada hacia edificaciones industriales construidas en Puerto Rico, y que se basa en la obtención de la secuencia de falla para tres componentes vulnerables: (1) Sistemas de cubierta y fachada en lámina metálica, (2) Sistemas de ventanas en vidrio sobre fachadas, y (3) La conexión columna-fundación en edificaciones livianas.

La metodología se encuentra limitada a edificaciones que no sean dinámicamente sensibles a las ráfagas de viento, y en general, deben satisfacer las condiciones de aplicabilidad establecidas en la especificación ASCE 7-02. Sin embargo, los criterios de falla que definen la estimación de daño en el presente trabajo, pueden ser aplicados a otras estructuras que presenten alguno de los componentes considerados, siempre y cuando cumplan con las restricciones mencionadas, y con las limitaciones establecidas específicamente para cada componente.

Se propuso la utilización de ocho modelos de resistencia para definir la capacidad a viento de los tres componentes considerados. Todos los modelos fueron seleccionados de manera que permitieran considerar las características constructivas encontradas en la información recopilada, y fueron obtenidos en su totalidad, de especificaciones de diseño de uso local y de documentos técnicos elaborados por expertos.

La aplicación de la metodología de estimación de daño desarrolla en esta tesis, sobre dos edificaciones industriales existentes en Puerto Rico con base en información extraída de sus planos de construcción, mostró que éste es un proceso que puede resultar

extensivo y engorroso, por lo cual se elaboró una herramienta computacional con el fin de permitir su aplicación de una manera más ágil, práctica y confiable.

La generación del escenario de daño probable para la estructura, permite identificar la vulnerabilidad de sus componentes bajo los efectos locales producidos por las cargas de viento, indicando la posible secuencia de falla de los mismos, y las implicaciones para la estructura y su contenido.

Los resultados obtenidos por la presente metodología representan una condición crítica para la estructura y sus componentes, debido a que en la metodología empleada para la determinación de los efectos producidos por el viento, se utilizan los coeficientes de presión más desfavorables los cuales no necesariamente ocurren para una misma dirección de viento incidente.

La naturaleza aditiva de los ciclos de carga sobre la integridad del material de las láminas de fachada y cubierta, y de los elementos secundarios de apoyo, hacen que los efectos de fatiga jueguen un papel determinantemente en la definición del escenario de daño de la edificación, tal como se pudo apreciar con la edificación industrial del ejemplo uno.

Los efectos más desfavorables obtenidos para la conexión entre la columna y el sistema de fundación, a causa de las reacciones verticales y horizontales desarrolladas por la acción de las cargas de viento sobre la estructura, se presentan en ambos casos (tensión y corte), en la base de las columnas que se encuentran localizadas sobre las fachadas de la edificación.

Para las reacciones verticales, la condición crítica la representa el estado de tensión en la conexión, la cual puede alcanzarse en columnas de fachada que presentan bajos niveles de carga gravitatoria, cuando se encuentran sometidas a condiciones de presión interna positiva.

En el caso de las reacciones horizontales, la condición crítica está definida por la magnitud de las fuerzas de corte generadas en la base de todas las columnas de fachada, sin importar su nivel de carga gravitatoria, las cuales resultan más desfavorables bajo condiciones de presión interna negativa.

Los resultados obtenidos para los mecanismos de falla de la conexión entre la columna y el sistema de fundación, están de acuerdo con los que han podido ser observados por otros investigadores en eventos anteriores sobre edificaciones industriales en la Isla.

La realización de tres tareas básicas como lo fueron la recopilación de información, la identificación de sistemas constructivos, y la selección de criterios de resistencia, para el caso de los tres componentes vulnerables a viento considerados, junto con la elaboración de una herramienta computacional que integra los resultados de las tareas anteriores, constituyen el principal aporte de este trabajo a la metodología de estimación de daño desarrollada.

## 7.3 RECOMENDACIONES Y TRABAJO FUTURO

Se recomienda validar la metodología de estimación de daño desarrollada en esta tesis, con información correspondiente a daños reales experimentados por edificaciones industriales tras el paso de otros eventos anteriores sobre Puerto Rico, lo cual permitirá hacer los ajustes que sean necesarios para asegurar la confiabilidad y precisión de la misma.

Continuar con la conformación de la base de datos elaborada, con el fin de obtener información suficiente que permita garantizar la identificación de los sistemas constructivos predominantes, que sirvan para definir estructuras típicas sobre las cuales se puedan desarrollar metodologías de estimación de daño más rápidas y simplificadas (curvas de fragilidad).

Complementar el proceso de recopilación de información con visitas de campo para reconocer los aspectos que cambian entre el diseño y la construcción final.

Incluir criterios de falla para los elementos secundarios de apoyo, los cuales no alcanzaron a ser considerados en la presente metodología, pero que de acuerdo con experiencias de algunos diseñadores constituyen un mecanismo de falla probable para los sistemas metálicos de fachada y cubierta.

Realizar pruebas experimentales con el propósito de generar modelos que permitan cuantificar los efectos de la fatiga sobre la capacidad al desgarramiento de las láminas metálicas, para las configuraciones geométricas encontradas y con conexiones en sus crestas o en sus valles.

En el estudio de la capacidad de la conexión columna-fundación elaborado, se desarrollaron mecanismos para analizar de manera independiente los efectos producidos por los esfuerzos de tensión y corte presentes en la base de las columnas, buscando simplificar el manejo de las variables del problema. Sin embargo, se recomienda en trabajos futuros considerar la interacción entre ambos tipos de esfuerzo, ya que estos pueden llevar a condiciones críticas para la conexión con niveles de esfuerzo más bajos que los obtenidos para el caso individual.

Otro aspecto recomendable basado en el criterio y observaciones de expertos en el campo del diseño de edificaciones industriales, radica en la verificación de la capacidad del sistema de fundación en concreto para resistir adecuadamente las fuerzas de succión, para lo cual se requiere de información relacionada con la dimensiones de zapatas y profundidades de cimentación, las cuales no fueron determinadas en el presente estudio.

Con el fin de conseguir resultados más realistas en el escenario de daño obtenido a través de la presente metodología, se recomienda incluir mecanismos que permitan

considerar los efectos del cambio en las condiciones de presión interna y de la dirección del viento, en las presiones generadas sobre las distintas zonas de la estructura.

Implementar procedimientos que permitan considerar los efectos de impactos causados por materiales arrastrados por el viento (misiles), sobre los sistemas de ventanas en vidrio localizados sobre las fachadas de la edificación.

Los modelos de resistencia empleados en la presente metodología, pueden ser utilizados para calcular las capacidades nominales de los componentes respectivos, en el desarrollo de metodologías de estimación de daño basadas en curvas de fragilidad.

# REFERENCIAS

ACI (2002), "ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete", *American Concrete Institute*, Farmington Hills, Michigan, pp. 399-426.

AISC (2002), "LRFD Manual of Steel Construction", *American Institute of Steel Construction*, 3ra Edición, Chicago, Illinois, pp. 7-15.

AISI (1989), "Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members", *American Iron and Steel Institute*, Washington, DC.

AISI (2002), "Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members", *American Iron and Steel Institute*, Washington, DC.

ARPE (1999), "Puerto Rico Building Code 1999", *Administración de Reglamentos y Permisos*, Santurce, Puerto Rico.

ASCE (1995), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures-ANSI/ASCE 7-95", *American Society of Civil Engineers,* New York, NY.

ASCE (1998), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures-ANSI/ASCE 7-98", *American Society of Civil Engineers,* New York, NY.

ASCE (2002), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures-ANSI/ASCE 7-02", *American Society of Civil Engineers,* New York, NY.

ASTM (2002), "ASTM E1300-02 Standard Practice for Determining Load Resistance of Glass in Buildings", *American Society for Testing and Materials,* Vol. 04.11, Philadelphia, PA.

Arencibia, F. (2000), *On selecting the design wind loads for Puerto Rico*. Tesis M.S., Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.

Beck, V. R., Stevens, L. K. (1979), "Wind loading failures of corrugated roof cladding", *Civil Engineering Transactions*, Canberra, Australia, 21(1), pp. 45-56.

Centro Nacional de Huracanes (2005), Página Web:
http://www.aoml.noaa.gov/hrd/hurdat/

Chiu, G. L., Wadia-Fascetti, S. J. (1999), "Assessment and quantification of hurricane induced damage to houses", *Wind and Structures*, Vol. 2, No 3, pp. 133-155.

Cope, A., Gurley, K., Pinelli, J. P., Hamid, S. (2003), "A Simulation Model for Wind Damage Predictions in Florida", *Proceedings of the 11th ICWE*, Lubbock, Texas.

CSI (2004), *ETABS/Integrated Building Design Software – User Interface Reference Manual (Version 8.5)*, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.

Ellingwood, B.R., Wen, Y.K., Bracci, J. (2004), "Vulnerability Function Framework for Consequence-Based Engineering", *MAE Center Project DS-4 Report*, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana-Champaign, Illinois.

Figueroa Diaz, V. (1996), *Performance of Steel Roof Decks Subjected to Repeated Wind Loads*., Tesis M.S., Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.

Filliben, J., Gurley, K., Pinelli, J-P., and 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.

Hart, G. C. (1976), "Estimation of structural damage due to tornados", *Proceedings of the Symposium on Tornadoes: Assessment of Knowledge and Implications for Man*, pp. 645-665., Texas Tech University, Lubbock, Texas.

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, Massachusetts, USA.

Holmes, J. D. (2001), *Wind Loading of Structures*, Spon Press, Londres, Inglaterra, pp. 23-26.

Hurtado, C. A. (1992), *Metodología para el análisis de vulnerabilidad de estructuras sometidas a vientos huracanados*. , Tesis M.S., Universidad de Puerto Rico, Mayagüez, PR.

Junta de Planificación (1999), *Impacto económico del huracán Georges en Puerto Rico*, Informe Técnico, Oficina del Gobernador – Junta de Planificación, San Juan, P.R.

KBS (2005), *Kirby's Specification Sheets*, Kirby Building Systems, Portland, TN.

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.

Leicester, R. H. (1981), "A risk model for cyclone damage to dwellings", *Proceedings, 3rd International Conference on Structural Safety and Reliability*, Trondheim, Noruega.

Macindoe, L., Adams, J., Pham, L. (1995), "Performance of single point fasteners", *Rep. to the CRC for Materials, Welding and Joining*, CSIRO Div. of Build., Constr. And Engrg., Melbourne, Australia.

Mahendran, M. (1994), "Behavior and design of crest-fixed profiled steel roof claddings under wind uplift", *Engineering Structures*, Vol. 16, No 5, pp. 368-376.

Mahendran, M. (1995), "Wind-Resistant Low Raise Buildings in the Tropics", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, Vol. 9, No 4, pp. 330-346.

Mahendran, M., Tang, R. B. (1998), "Pull-out strength of steel roof and wall cladding systems", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 124, No 10, pp. 1192-1201.

Mahendran, M., Mahaarachchi, D. (2001), "Behavior and design of valley-fixed steel cladding systems", *3rd International Conference on Thin Walled Structures,* Cracovia, Polonia.

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*, Vol. 128, No 6, pp. 771-778.

Mahendran, M., Mahaarachchi, D. (2004), "Finite element analysis and design of crest-fixed trapezoidal steel claddings with wide pans subject to pull-trough failures", *Engineering Structures*, Vol. 26, No 11, pp. 1547-1559.

Matcor (2005), *Rolled Formed Metal Building Components*, Matcor, Inc., Guaynabo, Puerto Rico.

McDonald, J., Mehta, K., Smith, D. (1981), "Procedure to Predicting Wind Damage to Buildings", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107 (11), pp. 2089-2096.

Minor, J. E., Mehta, K. C. (1979), "Wind Damage Observations and Implications", *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 105(11), pp. 2279-2291.

Neumann, C. J. (1984), "Tropical storms and hurricanes crossing Puerto Rico", *Technical report*, San Juan, PR.

Newman, A. (2003), *Metal Building System: Design and Specifications*, 2da Edición, Mc Graw Hill, New York, NY, pp. 335-339.

Perry, D. C., McDonald, J. R., Saffir, H. S. (1990), "Performance of Metal Buildings in High Winds", *Journal of Wind Engineering and Industry Aerodynamics*, Vol. 36, pp. 985-999.

Pinelli, J-P., Subramanian, C., Zhang, L., Cope, A., Gurley, K., Gulati, S., Hamid, S. (2003), "Classification of Structural Models for Wind Damage Predictions in Florida", *Proceedings of the 11th ICWE*, Lubbock, Texas.

Ray, J., Smith, D. (2003), "Application for Predicting Wind Damage", *Proceedings of the 11th ICWE*, Lubbock, Texas.

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.

SDI (1992), "Manual of Construction with Steel Deck", *Steel Deck Institute*, Fox River Grove, Illinois.

Simiu, E., Pinelli, J-P., Subramanian, C., Zhang, L., Cope, A., Gurley, K., Filliben, J., Hamid, S. (2003), "Hurricane Damage Prediction Model for Residential Structures", *Proceedings of the 11thICWE*, Lubbock, Texas.

Simpson, R. H. (1974), "The hurricane disaster potential scale", *Weatherwise 27*, pp.169-186.

Solá, Edwin M. (1996), *Historia de los huracanes en Puerto Rico*. First Book Publishing of P.R, Puerto Rico, pp. 24-71.

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.

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

UBC (1997), "Uniform Building Code", *International Conference of Building Officials*, Whittier, California.

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 Industry Aerodynamics*, Vol. 84, pp. 119-149.

Unanwa, C. O., McDonald, J. R. (2000),"Building wind damage prediction and mitigation using wind damage bands", *Natural Hazards Review*, Vol. 1, No 4, pp. 197-203.

Xu, Y. L. (1996), "Wind-induced fatigue loading and damage to hip and gable roof claddings", *Structural Engineering*, Vol. 122, No 12, pp. 1475-1483.

Xu, Y. L., Teng, J. G. (1994), "Local plastic failures of light gauge steel roofing sheets: Finite element analysis versus experimental", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 30, No 2, pp. 125-150.

Xu, Y. L., Reardon, G. F. (1993), "Test of screw fastened profiled roofing sheets subject to simulated wind uplift", *Engineering Structures*, Vol. 15, No 6, pp. 423-430.

# APENDICE A. CD - Base de datos edificios industriales PR-2005.

# APENDICE B. Frecuencia de las prácticas constructivas encontradas.

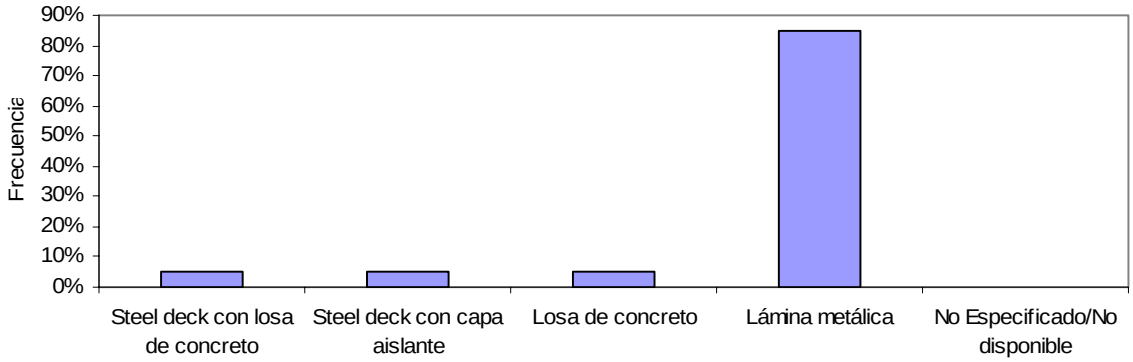



**Figura B - 1. Tipo de sistema de cubierta.**

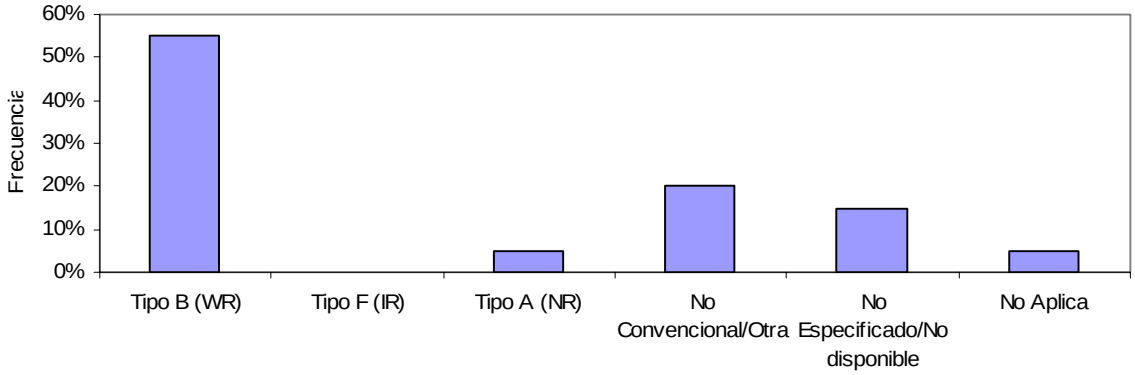



**Figura B - 2. Tipo de lámina metálica empleada en el sistema de cubierta.**

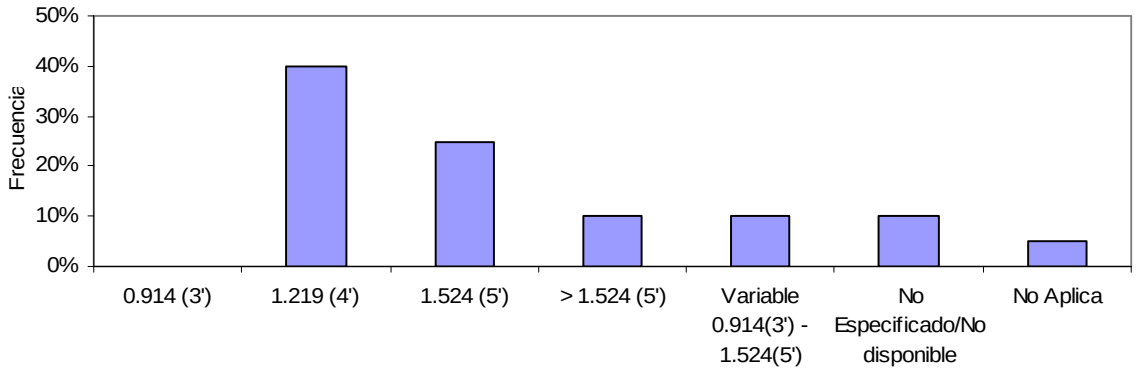



**Figura B - 3. Distancia entre los elementos secundarios de apoyo de la lámina metálica de cubierta (m).**

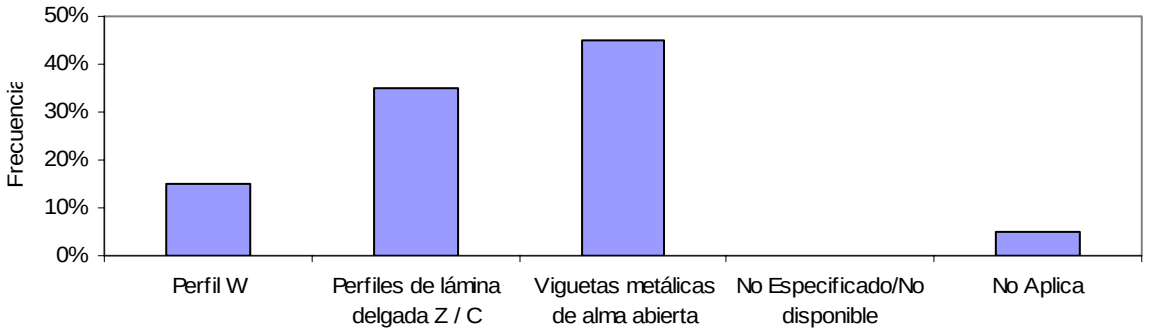



**Figura B - 4. Tipo de elemento secundario de apoyo de las láminas metálicas de cubierta.**

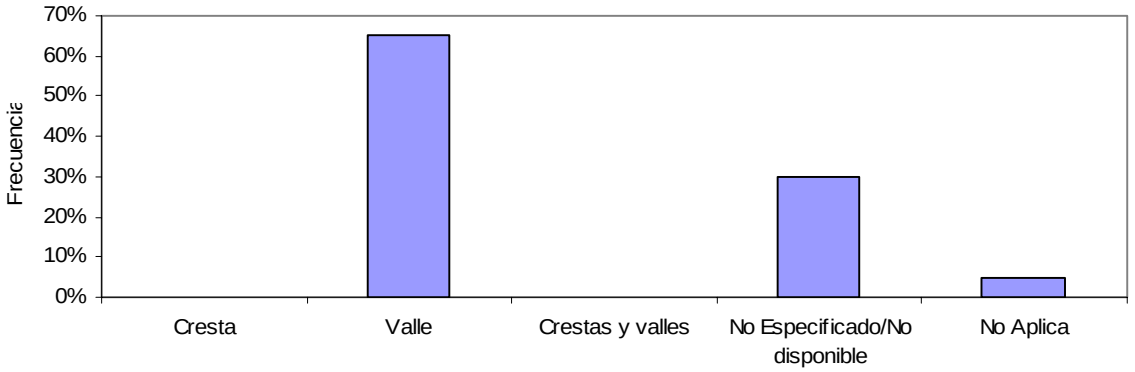



**Figura B - 5. Zona de conexión de la lámina metálica de cubierta.**

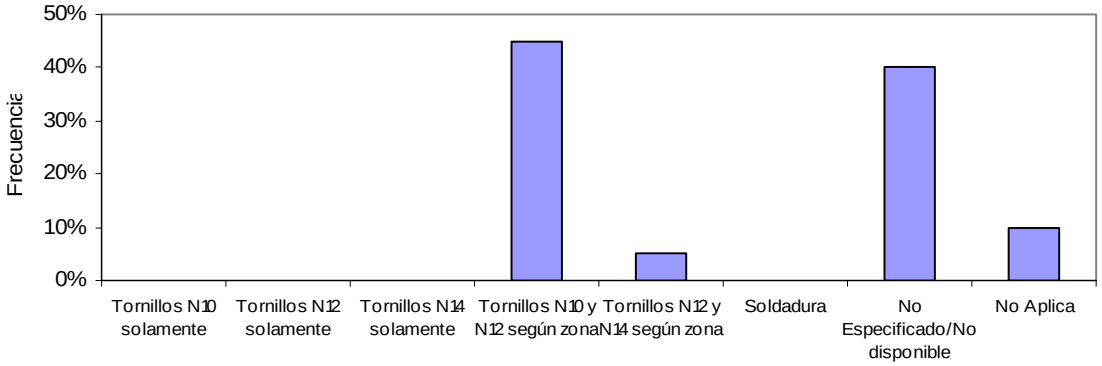



**Figura B - 6. Elemento de conexión de la lámina metálica de cubierta.**

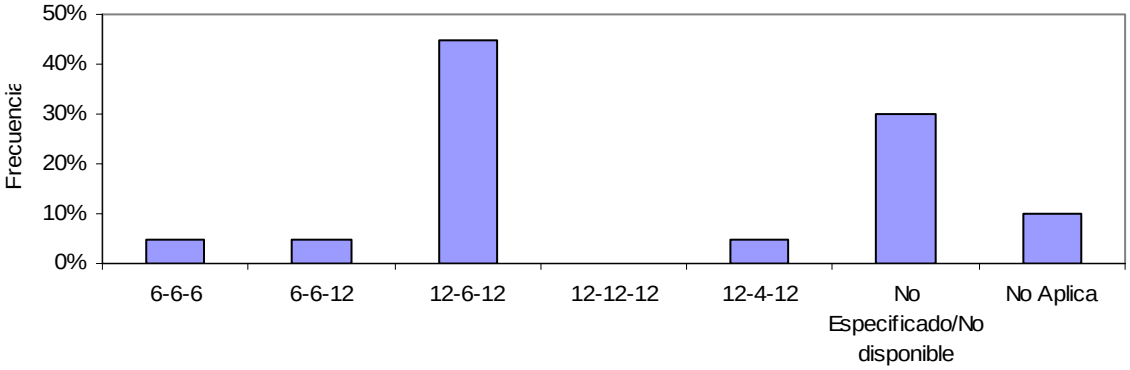



**Figura B - 7. Patrón de conexión Lateral-Frontal-Interior láminas metálicas de cubierta.**

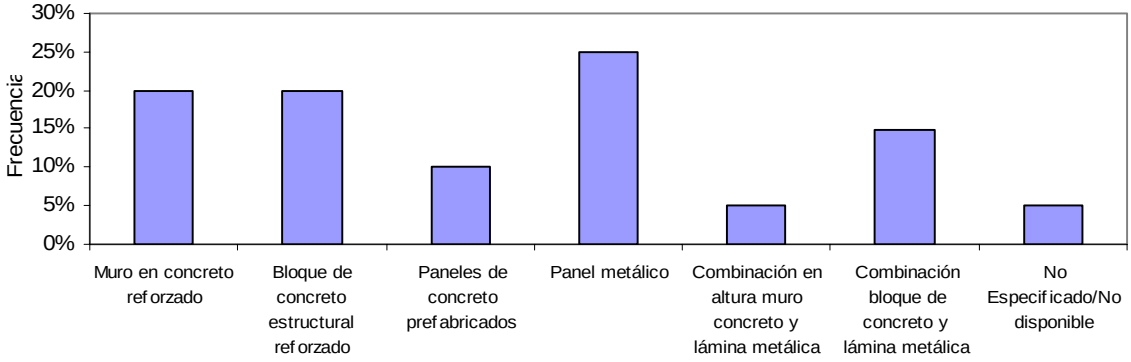



**Figura B - 8. Tipo de sistema de fachada.**

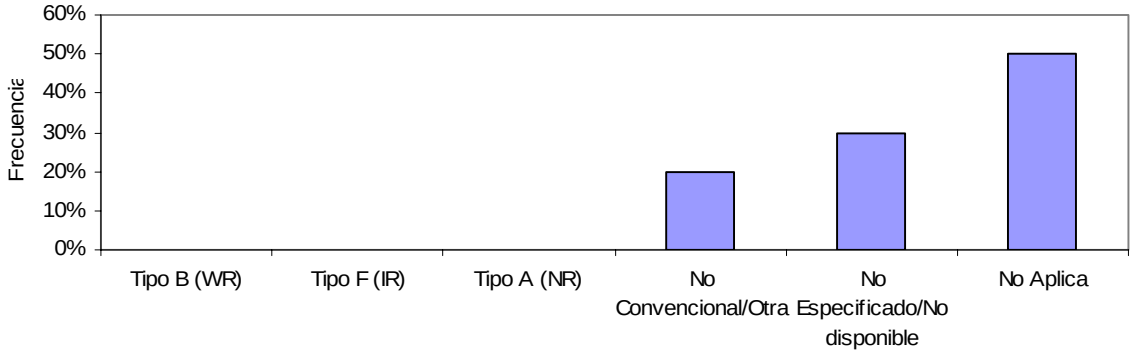



**Figura B - 9. Tipo de lámina metálica empleada en el sistema de fachada.**

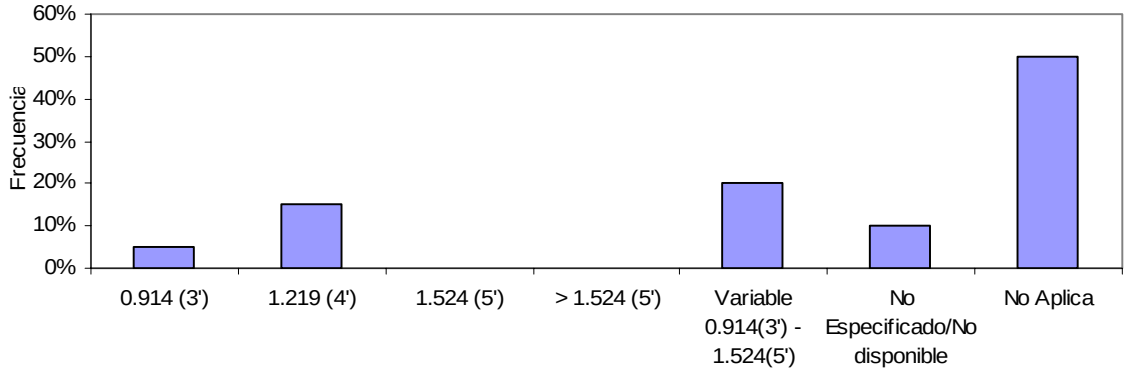



**Figura B - 10. Distancia entre los elementos secundarios de apoyo de la lámina metálica de fachada (m).**

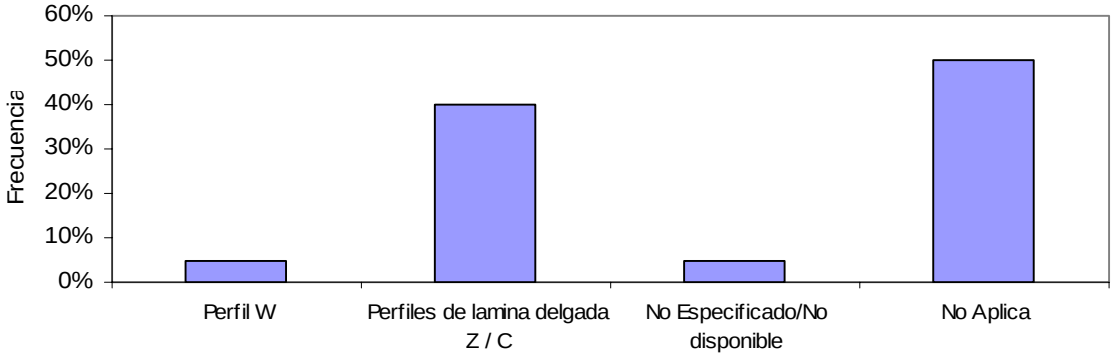



**Figura B - 11. Tipo de elemento secundario de apoyo de las láminas metálicas de fachada.**

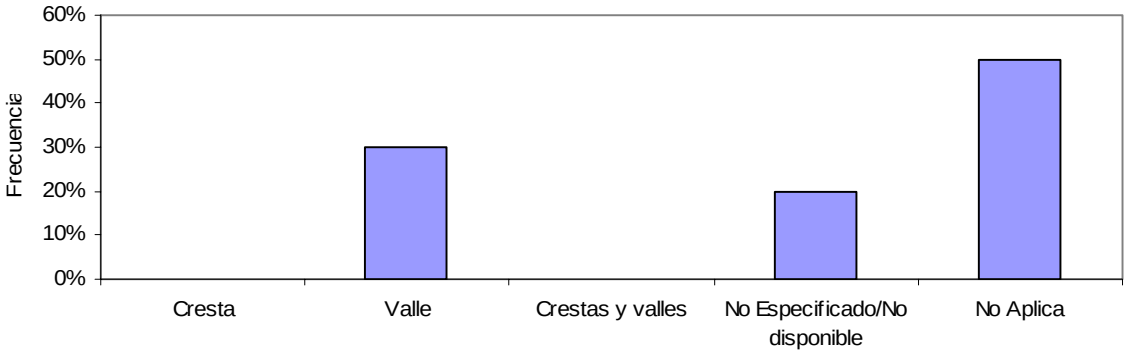



**Figura B - 12. Zona de conexión de la lámina metálica de fachada.**

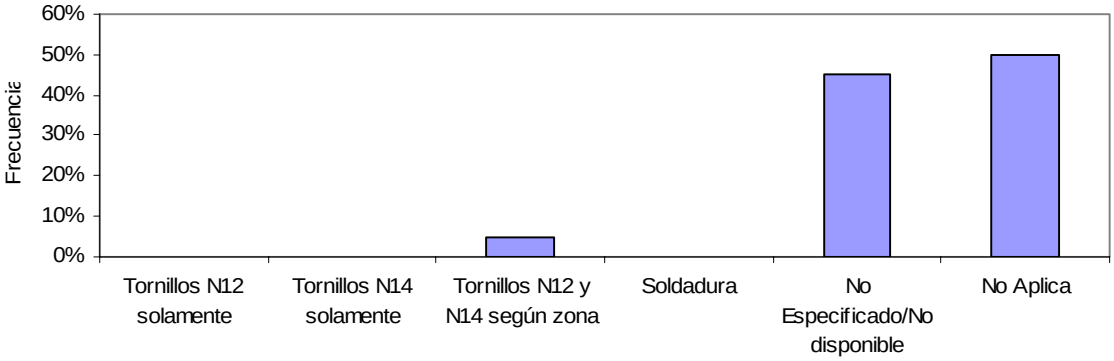



**Figura B - 13. Elemento de conexión de la lámina metálica de fachada.**

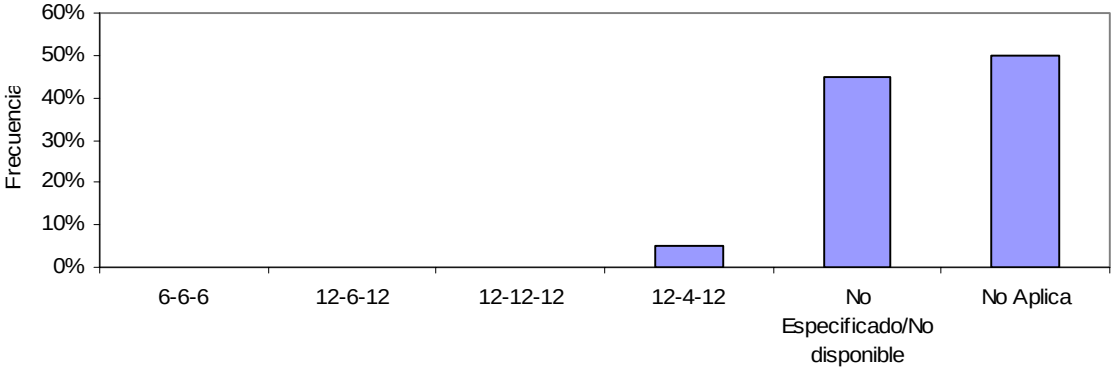



**Figura B - 14. Patrón de conexión Lateral-Frontal-Interior láminas metálicas de fachada.**

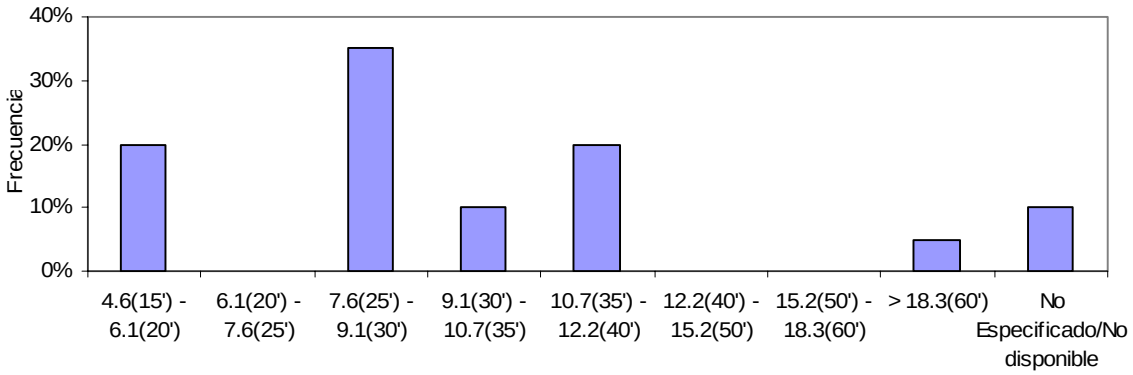



**Figura B - 15. Altura media de cubierta (m) (de acuerdo con ASCE 7-02, sección 6.2)**

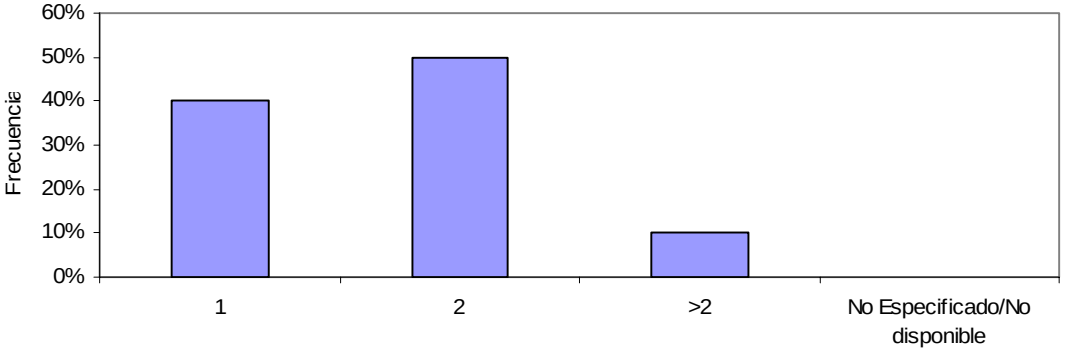



**Figura B - 16. Número de pisos.**

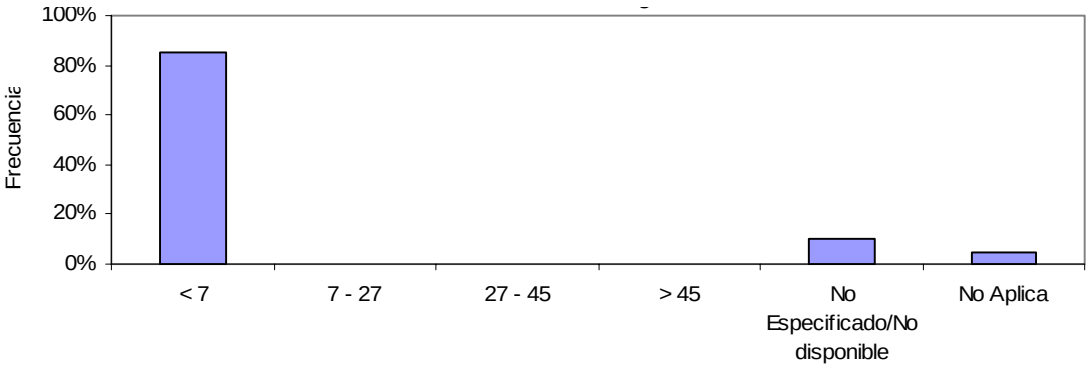



**Figura B - 17. Inclinación de la cubierta (grados)**

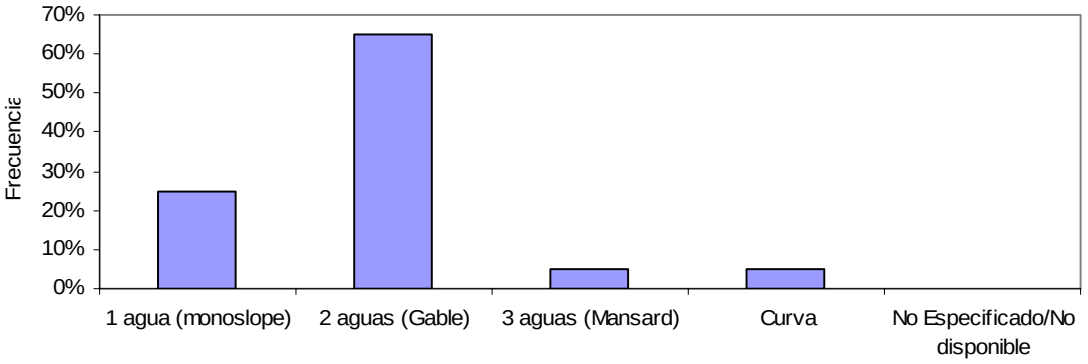



**Figura B - 18. Forma de la cubierta.**

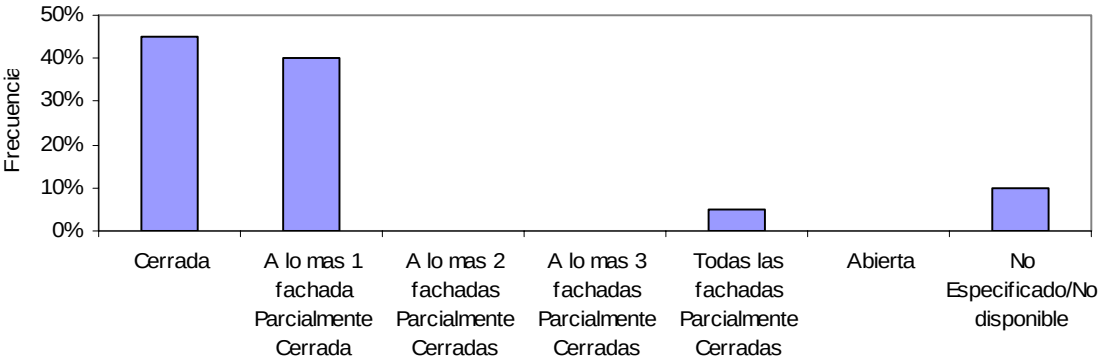



**Figura B - 19. Clasificación cerramiento estructura (asumiendo ventanas y puertas no resistentes a impactos y según ASCE 7-02 sección 6.2).**

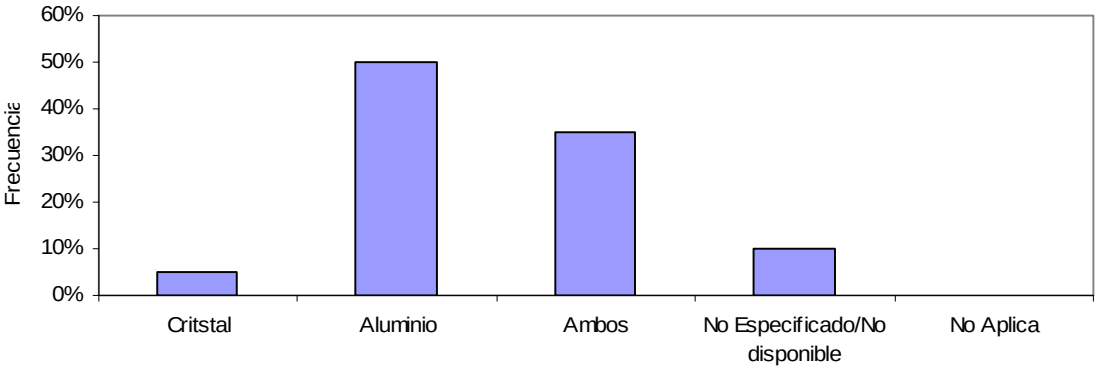



**Figura B - 20. Tipo de ventanas y puertas.**

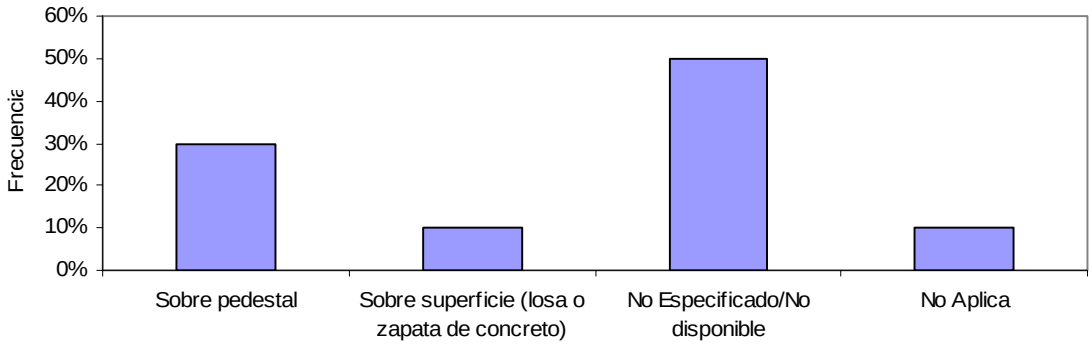



**Figura B - 21. Fundación columnas.**

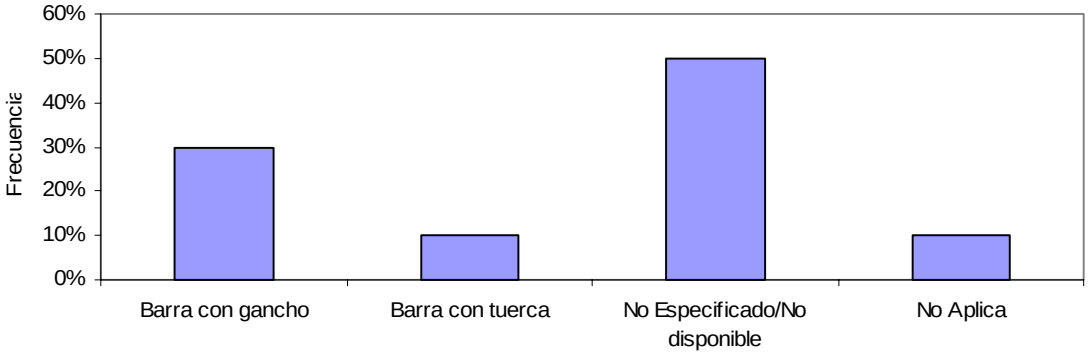



**Figura B - 22. Tipo de anclaje conexión columna-fundación.**

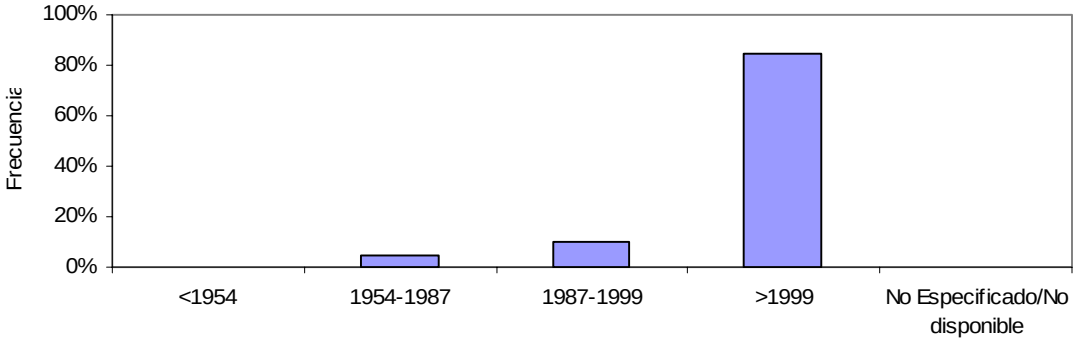



**Figura B - 23. Año de construcción.**

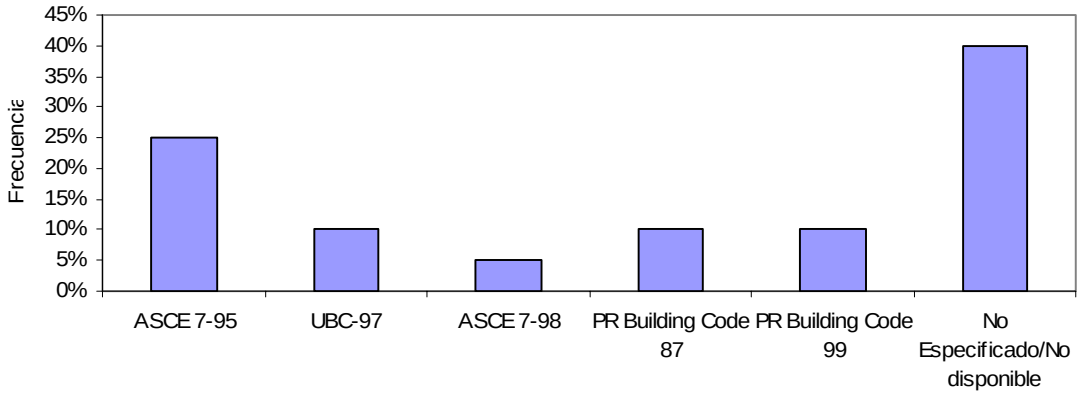



**Figura B - 24. Especificación de diseño a viento.**

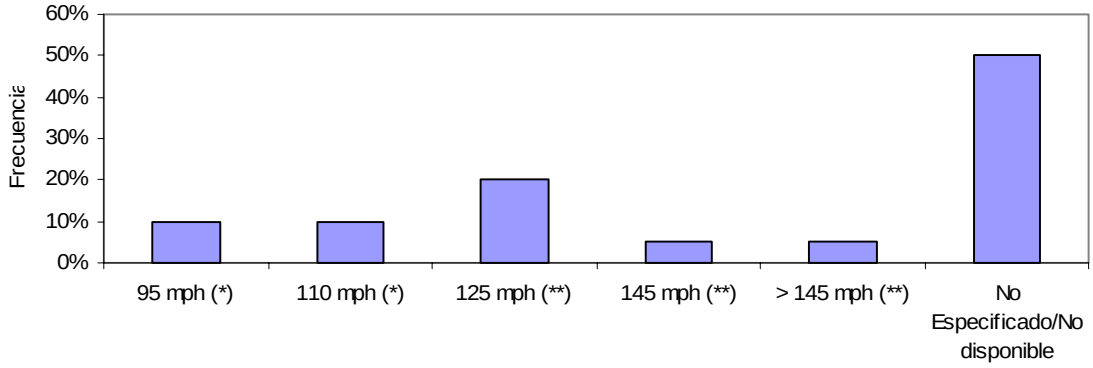
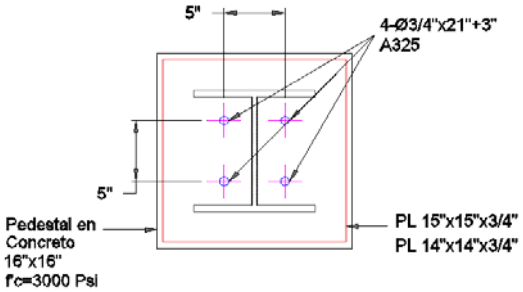



**Figura B - 25. Velocidad de diseño a viento (*ráfaga de 3 segundos, ** un minuto sostenido).**

# APENDICE C. Capacidad del sistema Columna-Fundación (ACI 318).



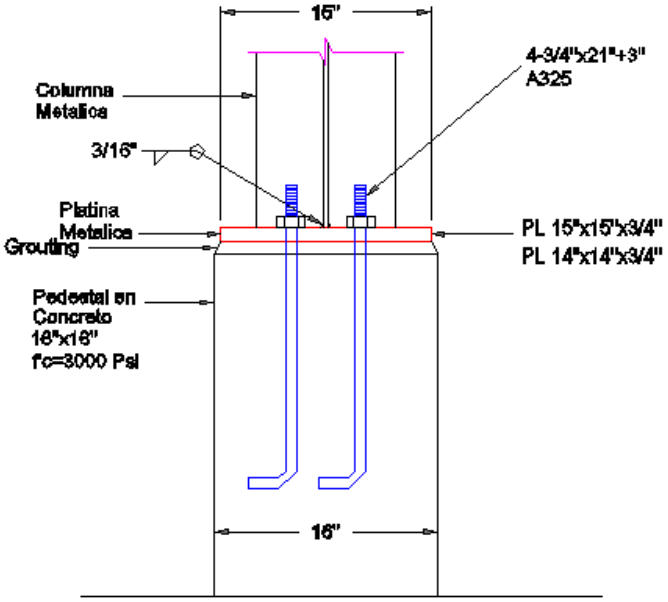
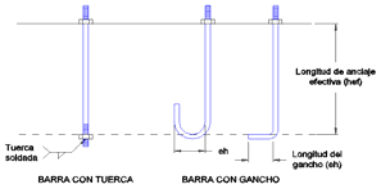




**Figura C - 1. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 1.**

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

SUBJECT: **Column - Foundation Conection Capacity (per ACI-318 Appendix D)**

**INFORMACION GENERAL**




| | | | |
|---|---|---|---|
| $h_{ef}$ : | **17** | in | Profundidad de anclaje efectiva |
| Tipo : | **1** | | [1] Fundidos en sitio, [2] Fijados Posteriormente |
| Anclaje: | **2** | | [1] Barras con tuercas y pernos |
| | | | [2] Barras con ganchos |
| f'c : | **4000** | psi | Resistencia del concreto |

**ESPECIFICACIONES DE DISEÑO A TENSION (D.5)**

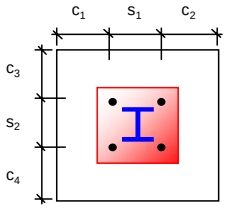
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | **4** | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | **3/4** | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $f_{ut}$ : | **58000** | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| → $n_t$ : | 10 | | Numero de Cuerdas por pulgada |
| $A_{se}$ : | 0.334 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $N_s$ : | 77.595 | Kips | |

$$A_{se} = \frac{\pi}{4}\left(d_o - \frac{0.9743}{n_t}\right)^2$$

$$N_s = nA_{se} f_{ut}$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)***




| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_1$ : | **5.5** | in | → | Use : | 5.5 | in | | |
| $C_2$ : | **5.5** | in | → | Use : | 5.5 | in | | |
| $C_3$ : | **5.5** | in | → | Use : | 5.5 | in | | |
| $C_4$ : | **5.5** | in | → | Use : | 5.5 | in | | |
| $C_{min}$ : | 5.5 | in | Distancia al borde minima para un anclaje | | | | | |
| $C_{max}$ : | 5.5 | in | Distancia al borde maxima para un anclaje | | | | | |
| $S_1$ : | **5** | in | → | Use : | 5 | in | → | Accion Conjunta |
| $S_2$ : | **5** | in | → | Use : | 5 | in | → | Accion Conjunta |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_{max'}$ : | 10.5 | in | | | | |
| $h_{ef}'$ : | 7.00 | in | → | Use $h_{ef}$ : | 7.00 | in |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_N$ : | 256 | in² | Area proyectada del cono de falla del concreto |
| $A_{NO}$ : | 441 | in² | |
| K : | 24 | | |
| $N_b$ : | 28.11 | Kips | |

$$A_{NO} = 9h_{ef}^{\ 2}$$

$$K \begin{cases} 24 & \text{Anclajes fundidos en sitio} \\ 17 & \text{Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$$N_b = k\sqrt{f'_c}\,h_e^{1.5} \le 16\sqrt{f'_c}\,h_e^{\frac{5}{3}}$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $e'_{Nx}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido x |
| $e'_{Ny}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido y |
| $\psi_{1x}$ : | 1.00 | | Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga |
| $\psi_{1y}$ : | 1.00 | | |

$$\psi_1 = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \le 1$$

*Continua…*

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Tension $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2) continuacion…***

$1.5h_{ef}$ : 10.5 in

$$\psi_2 : \begin{cases} 1 & C_{min} \geq 1.5h_{ef} \\ 0.7 + 0.3\dfrac{C_{min}}{1.5h_{ef}} & C_{min} < 1.5h_{ef} \end{cases} \rightarrow \psi_2 : \quad 0.86$$

Factor de Modificacion por distancia al borde

Seccion: **1** [1] Seccion agrietada, [2] Seccion NO agrietada **(Depende de la existencia o no de refuerzo de confinamiento)**

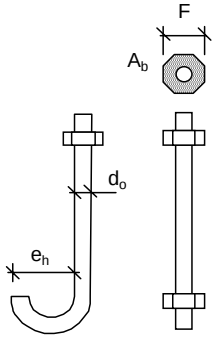
$\psi_3$ : 1

$$\psi_3 \begin{cases} 1 & \text{Agrietada} \\ 1.25 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes fundidos en sitio} \\ 1.4 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$N_{cbg}$ : 13.99 Kips

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_2\psi_3 N_b \qquad N_{cbg} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_1\psi_2\psi_3 N_b$$

⇒ ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$ (D.5.3)***




Barras con tuercas y pernos: $N_p = A_{brg}\, 8 f'_c$

Pernos con gancho (L o J) $N_p = 0.9 f'_c e_h d_o$ $\quad 3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $d_o$ : | 0.75 | in | Diametro de la Barra de anclaje |
| → F : | 1 1/4 | in | |
| Abrg : | 0.911 | in² | Area de aplastamiento del concreto (area de la tuerca) |
| $e_h$ : | **3** | in | Longitud del Gancho |
| $3d_o$ : | 2.25 | in | Lim. Inferior |
| $4.5d_o$ : | 3.38 | in | Lim. Superior |
| Use $e_h$: | 3.00 | in | |
| $\psi_4$ : | 1 | | Factor de Reduccion por agrietamiento (1 seccion agrietada, 1.4 seccion no agrietada) |
| $N_p$ : | 8.1 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $N_{pn}$ : | 32.4 | Kips | |

$$N_{pn} = \psi_4 N_p$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$ (D.5.4)*** (Solo en barras con tuercas y pernos)

Anclaje: Barras con gancho, Si Aplica!!!

| | | | |
|---|---|---|---|
| $0.4h_{ef}$ : | 2.80 | in | |
| $C_{min}$ : | 5.5 | in | No Aplica!!! |
| $N_{sb}$ : | 53.13 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $S_{min}$ : | 5 | in | |
| $6C_{min}$ : | 33 | in | |
| $N_{sbg}$ : | - | Kips | Resistencia del grupo de anclajes |

$$c < 0.4h_{ef}$$

$$N_{sb} = 160c\sqrt{A_{brg} f'_c}$$

$$S_{min} < 6C_{min} \qquad f = \frac{1 + \frac{c_2}{c}}{4}$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{S_o}{6c}\right) N_{sb}$$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

**ESPECIFICACIONES DE DISENO A CORTANTE**

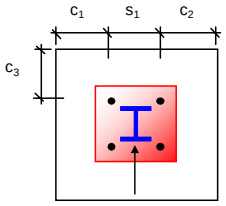
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | 4 | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | 3/4 | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $A_{se}$ : | 0.33 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $f_{ut}$ : | 58000 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| $A_{si}$ : | 0.00 | in² | Area transversal efectiva de la expansion del anclaje |
| $f_{utsi}$ : | 0.00 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje (expansion) |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Barras de anclaje con tuercas soldadas fundidas en sitio: | $V_s = nA_{se} f_{ut}$ | = | 0.0 | Kips |
| Pernos de anclaje rectos y con ganchos fundidas en sitio: | $V_s = n0.6A_{se} f_{ut}$ | = | 46.6 | Kips |
| Anclajes fijados posteriormente: | $V_s = n\left(0.6A_{se} f_{ut} + 0.4A_{si} f_{utsi}\right)$ | = | 46.6 | Kips |

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)***

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_3$ : | 5.5 | in | | | | |
| $h_{pede}$ : | **36** | in | → | Use : | 8.25 | in |
| $C_1$ : | 5.5 | in | → | Use : | 5.50 | in |
| $C_2$ : | 5.5 | in | → | Use : | 5.50 | in |
| $C_{min}$ : | 5.50 | in | | | | |
| $C_{3\text{-}ef}$ : | 5.50 | in | → | Use $C_{3\text{-}ef}$: | 5.50 | in |




| | | | |
|---|---|---|---|
| $S_1$ : | 5 | in | Calculo para grupo de anclajes |
| $A_V$ : | 132 | in² | |
| $A_{VO}$ : | 136.13 | in² | $A_{Vo} = 4.5c_1^{\,2}$ |
| e'$_V$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga |
| $\psi_5$ : | 1 | | Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga |

$$\psi_5 = \frac{1}{1+\frac{2e'_V}{3c_1}} \le 1$$

$$\psi_6 : \begin{cases} 1 & c_2 \ge 1.5c_1 \\ 0.7 + 0.3\dfrac{c_2}{1.5c_1} & c_2 < 1.5c_1 \end{cases}$$

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Para : | $C_2$ : | 5.50 | in | → | $\psi_6$ : | 0.9 |
| | $C_3$ : | 5.50 | in | → | $\psi_6$ : | 0.9 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Refuerzo: | **4** | | Diametro refuerzo de confinamiento (en 1/8 de pulgada) |
| S: | **4** | in | Separacion del refuerzo de confinamiento |
| $\psi_7$ : | 1.4 | | |

$$\psi_7 : \begin{cases} 1.4 & \text{No Agrietada} \\ 1 & \text{Seccion Agrietada sin refuerzo de confinamiento} \\ 1.2 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion > 4in} \\ 1.4 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion < 4in} \end{cases}$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| l : | 6.00 | in | |
| $V_b$ : | 7.50 | Kips | |
| $V_{cb}$ : | 18.32 | Kips | Para 2 anclajes |

$$V_b = 7\left(\frac{l}{d_o}\right)^{0.2} \sqrt{d_o}\sqrt{f'_c}\,c_1^{1.5}$$

$$V_{cb} = \frac{A_V}{A_{Vo}}\psi_6\psi_7 V_b \qquad V_{cb} = \frac{A_V}{A_{Vo}}\psi_5\psi_6\psi_7 V_b$$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)***

$$k_{cp}: \begin{cases} 1 & h_{ef} < 2.5in \\ 2 & h_{ef} \geq 2.5in \end{cases}$$

$k_{cp}$ : 2

$N_{cb}$ : 13.99 kips

$V_{cp}$ : 27.98 kips $\qquad V_{cp} = k_{cp} N_{cb}$

**RESUMEN DE RESULTADOS**

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)*** | 77.59 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)*** | 13.99 | Kips |
| ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$(D.5.3)*** | 32.4 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$(D.5.4)*** | - | Kips |
| Capacidad a Tension : | 13.99 | Kips |

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)*** | 46.6 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a tension en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)*** | 18.32 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a compresion en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)*** | 27.98 | Kips |
| Capacidad a Cortante : | 18.3 | Kips |

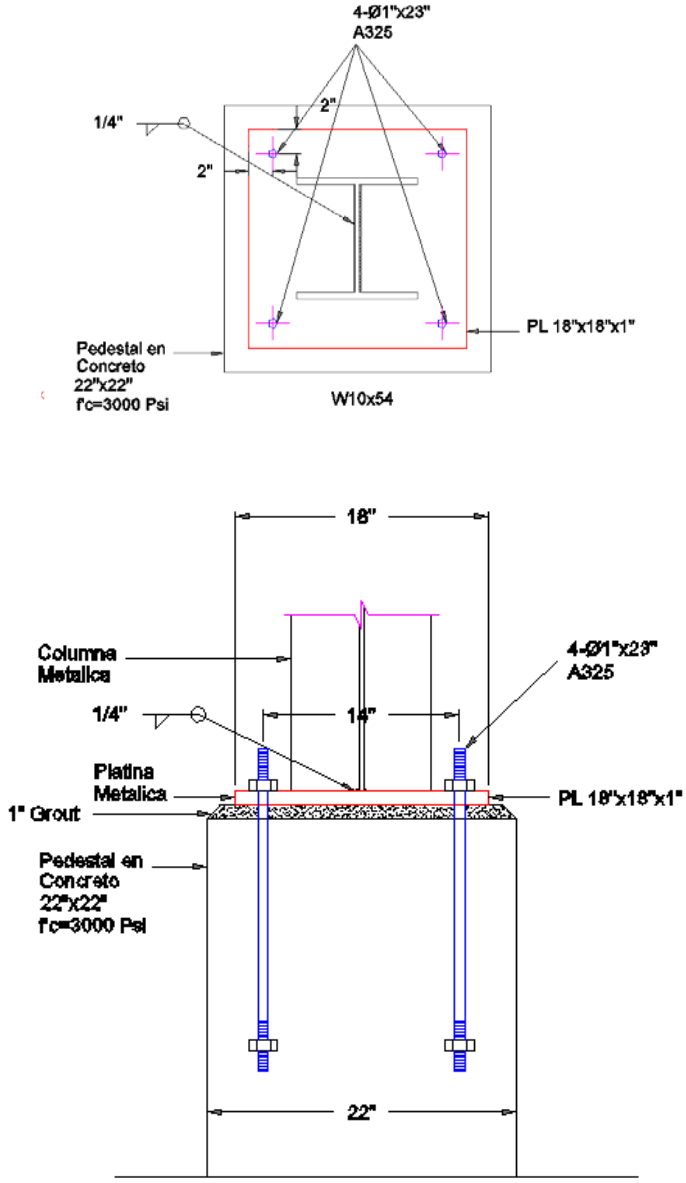
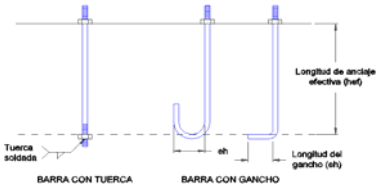



**Figura C - 2. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 2.**

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

SUBJECT: **Column - Foundation Conection Capacity (per ACI-318 Appendix D)**

**INFORMACION GENERAL**




| | | | |
|---|---|---|---|
| $h_{ef}$ : | **18** | in | Profundidad de anclaje efectiva |
| Tipo : | **1** | | [1] Fundidos en sitio, [2] Fijados Posteriormente |
| Anclaje: | **1** | | [1] Barras con tuercas y pernos |
| | | | [2] Barras con ganchos |
| f'c : | **4000** | psi | Resistencia del concreto |

**ESPECIFICACIONES DE DISEÑO A TENSION (D.5)**

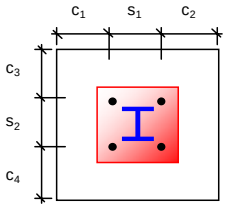
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | **4** | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | **1** | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $f_{ut}$ : | **58000** | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| → $n_t$ : | 8 | | Numero de Cuerdas por pulgada |
| $A_{se}$ : | 0.606 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $N_s$ : | 140.53 | Kips | |

$$A_{se} = \frac{\pi}{4}\left(d_o - \frac{0.9743}{n_t}\right)^2$$

$$N_s = nA_{se} f_{ut}$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)***




| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_1$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_2$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_3$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_4$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_{min}$ : | 4 | in | Distancia al borde minima para un anclaje | | | | | |
| $C_{max}$ : | 4 | in | Distancia al borde maxima para un anclaje | | | | | |
| $S_1$ : | **14** | in | → | Use : | 14 | in | → | Accion Conjunta |
| $S_2$ : | **14** | in | → | Use : | 14 | in | → | Accion Conjunta |

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_{max'}$ : | 18 | in | | | | |
| $h_{ef}'$ : | 12.00 | in | → | Use $h_{ef}$ : | 12.00 | in |

| | | | |
|---|---|---|---|
| $A_N$ : | 484 | in² | Area proyectada del cono de falla del concreto |
| $A_{NO}$ : | 1296 | in² | |
| K : | 24 | | |
| $N_b$ : | 63.10 | Kips | |

$$A_{NO} = 9h_{ef}^{\ 2}$$

$$K \begin{cases} 24 & \text{Anclajes fundidos en sitio} \\ 17 & \text{Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$$N_b = k\sqrt{f'_c}\,h_e^{1.5} \le 16\sqrt{f'_c}\,h_e^{\frac{5}{3}}$$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $e'_{Nx}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido x |
| $e'_{Ny}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido y |
| $\psi_{1x}$ : | 1.00 | | Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga |
| $\psi_{1y}$ : | 1.00 | | |

$$\psi_1 = \frac{1}{1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \le 1$$

*Continua…*

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Tension $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2) continuacion…***

$1.5h_{ef}$ : 18 in

$$\psi_2 : \begin{cases} 1 & C_{min} \geq 1.5h_{ef} \\ 0.7 + 0.3\dfrac{C_{min}}{1.5h_{ef}} & C_{min} < 1.5h_{ef} \end{cases} \rightarrow \psi_2 : \quad 0.77$$

Factor de Modificacion por distancia al borde

Seccion: **1** [1] Seccion agrietada, [2] Seccion NO agrietada **(Depende de la existencia o no de refuerzo de confinamiento)**

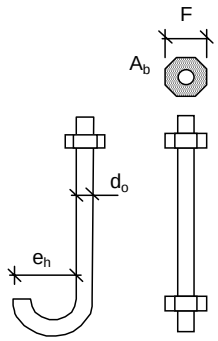
$\psi_3$ : 1

$$\psi_3 \begin{cases} 1 & \text{Agrietada} \\ 1.25 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes fundidos en sitio} \\ 1.4 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$N_{cbg}$ : 18.07 Kips

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_2\psi_3 N_b \qquad N_{cbg} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_1\psi_2\psi_3 N_b$$

⇒ ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$ (D.5.3)***




Barras con tuercas y pernos: $N_p = A_{brg} 8 f'_c$

Pernos con gancho (L o J) $N_p = 0.9 f'_c e_h d_o$ $\quad 3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $d_o$ : | 1 | in | Diametro de la Barra de anclaje |
| → F : | 1 5/8 | in | |
| Abrg : | 1.501 | in² | Area de aplastamiento del concreto (area de la tuerca) |
| $e_h$ : | **0** | in | Longitud del Gancho |
| $3d_o$ : | 3 | in | Lim. Inferior |
| $4.5d_o$ : | 4.50 | in | Lim. Superior |
| Use $e_h$: | 3.00 | in | |
| $\psi_4$ : | 1 | | Factor de Reduccion por agrietamiento (1 seccion agrietada, 1.4 seccion no agrietada) |
| $N_p$ : | 48.0 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $N_{pn}$ : | 192.2 | Kips | |

$$N_{pn} = \psi_4 N_p$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$ (D.5.4)*** (Solo en barras con tuercas y pernos)

Anclaje: Barras con tuercas y pernos, No Aplica!!!

| | | | |
|---|---|---|---|
| $0.4h_{ef}$ : | 4.80 | in | |
| $C_{min}$ : | 4 | in | Si Aplica!!! |
| $N_{sb}$ : | 49.60 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $S_{min}$ : | 14 | in | |
| $6C_{min}$ : | 24 | in | |
| $N_{sbg}$ : | - | Kips | Resistencia del grupo de anclajes |

$$c < 0.4h_{ef}$$

$$N_{sb} = 160c\sqrt{A_{brg} f'_c}$$

$$S_{min} < 6C_{min} \qquad f = \frac{1 + \frac{c_2}{c}}{4}$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{S_o}{6c}\right) N_{sb}$$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

**ESPECIFICACIONES DE DISENO A CORTANTE**

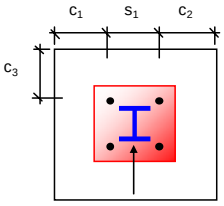
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | 4 | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | 1 | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $A_{se}$ : | 0.61 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $f_{ut}$ : | 58000 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| $A_{si}$ : | 0.00 | in² | Area transversal efectiva de la expansion del anclaje |
| $f_{utsi}$ : | 0.00 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje (expansion) |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Barras de anclaje con tuercas soldadas fundidas en sitio: | $V_s = nA_{se} f_{ut}$ | = | 140.5 | Kips |
| Pernos de anclaje rectos y con ganchos fundidas en sitio: | $V_s = n0.6A_{se} f_{ut}$ | = | 0.0 | Kips |
| Anclajes fijados posteriormente: | $V_s = n\left(0.6A_{se} f_{ut} + 0.4A_{si} f_{utsi}\right)$ | = | 84.3 | Kips |

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)***

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_3$ : | 4 | in | | | | |
| $h_{pede}$ : | **36** | in | → | Use : | 6 | in |
| $C_1$ : | 4 | in | → | Use : | 4.00 | in |
| $C_2$ : | 4 | in | → | Use : | 4.00 | in |
| $C_{min}$ : | 4.00 | in | | | | |
| $C_{3\text{-}ef}$ : | 4.00 | in | → | Use $C_{3\text{-}ef}$: | 4.00 | in |




$S_1$ : 14 in Calculo para anclaje individual

$A_V$ : 60 in²

$A_{VO}$ : 72 in² $\quad A_{Vo} = 4.5c_1^{\,2}$

e'$_V$ : **0** in Excentricidad de la Carga

$\psi_5$ : 1 Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga $\quad \psi_5 = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e'_V}{3c_1}} \le 1$

$$\psi_6 : \begin{cases} 1 & c_2 \ge 1.5c_1 \\ 0.7 + 0.3\dfrac{c_2}{1.5c_1} & c_2 < 1.5c_1 \end{cases}$$

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Para : | $C_2$ : | 4.00 | in | → | $\psi_6$ : | 0.9 |
| | $C_3$ : | 4.00 | in | → | $\psi_6$ : | 0.9 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Refuerzo: | **4** | | Diametro refuerzo de confinamiento (en 1/8 de pulgada) |
| S: | **4** | in | Separacion del refuerzo de confinamiento |

$\psi_7$ : 1.4

$$\psi_7 : \begin{cases} 1.4 & \text{No Agrietada} \\ 1 & \text{Seccion Agrietada sin refuerzo de confinamiento} \\ 1.2 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion > 4in} \\ 1.4 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion < 4in} \end{cases}$$

l : 8.00 in

$V_b$ : 5.37 Kips $\quad V_b = 7\left(\dfrac{l}{d_o}\right)^{0.2}\sqrt{d_o}\sqrt{f'_c}\,c_1^{1.5}$

$V_{cb}$ : 11.27 Kips Para 2 anclajes $\quad V_{cb} = \dfrac{A_V}{A_{Vo}}\psi_6\psi_7 V_b \qquad V_{cb} = \dfrac{A_V}{A_{Vo}}\psi_5\psi_6\psi_7 V_b$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)***

$$k_{cp}: \begin{cases} 1 & h_{ef} < 2.5in \\ 2 & h_{ef} \geq 2.5in \end{cases}$$

$k_{cp}$ : 2

$N_{cb}$ : 18.07 kips

$V_{cp}$ : 36.13 kips $\qquad V_{cp} = k_{cp} N_{cb}$

**RESUMEN DE RESULTADOS**

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)*** | 140.53 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)*** | 18.07 | Kips |
| ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$(D.5.3)*** | 192.2 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$(D.5.4)*** | - | Kips |
| Capacidad a Tension : | 18.07 | Kips |

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)*** | 140.5 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a tension en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)*** | 11.3 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a compresion en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)*** | 36.13 | Kips |
| Capacidad a Cortante : | 11.3 | Kips |

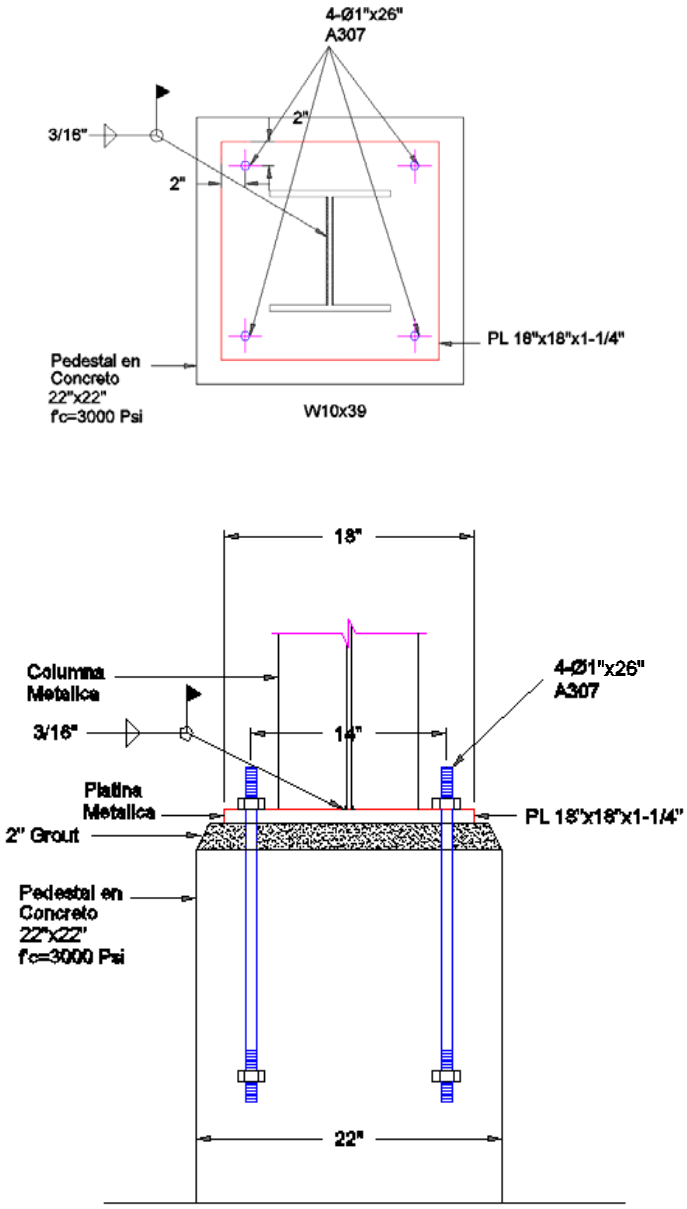
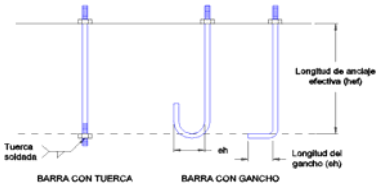



**Figura C - 3. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 3.**

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

SUBJECT: **Column - Foundation Conection Capacity (per ACI-318 Appendix D)**

**INFORMACION GENERAL**




| | | | |
|---|---|---|---|
| $h_{ef}$ : | **21** | in | Profundidad de anclaje efectiva |
| Tipo : | **1** | | [1] Fundidos en sitio, [2] Fijados Posteriormente |
| Anclaje: | **1** | | [1] Barras con tuercas y pernos |
| | | | [2] Barras con ganchos |
| f'c : | **4000** | psi | Resistencia del concreto |

**ESPECIFICACIONES DE DISEÑO A TENSION (D.5)**

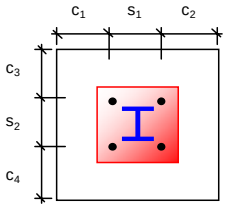
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | **4** | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | **1** | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $f_{ut}$ : | **58000** | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| → $n_t$ : | 8 | | Numero de Cuerdas por pulgada |
| $A_{se}$ : | 0.606 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $N_s$ : | 140.53 | Kips | |

$$A_{se} = \frac{\pi}{4}\left(d_o - \frac{0.9743}{n_t}\right)^2$$

$$N_s = nA_{se} f_{ut}$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)***




| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_1$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_2$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_3$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_4$ : | **4** | in | → | Use : | 4 | in | | |
| $C_{min}$ : | 4 | in | Distancia al borde minima para un anclaje | | | | | |
| $C_{max}$ : | 4 | in | Distancia al borde maxima para un anclaje | | | | | |
| $S_1$ : | **14** | in | → | Use : | 14 | in | → | Accion Conjunta |
| $S_2$ : | **14** | in | → | Use : | 14 | in | → | Accion Conjunta |
| $C_{max'}$ : | 18 | in | | | | | | |
| $h_{ef}'$ : | 12.00 | in | → | Use $h_{ef}$ : | 12.00 | in | | |
| $A_N$ : | 484 | in² | Area proyectada del cono de falla del concreto | | | | | |
| $A_{NO}$ : | 1296 | in² | | | | | | |
| K : | 24 | | | | | | | |
| $N_b$ : | 63.10 | Kips | | | | | | |
| $e'_{Nx}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido x | | | | | |
| $e'_{Ny}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido y | | | | | |
| $\psi_{1x}$ : | 1.00 | | Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga | | | | | |
| $\psi_{1y}$ : | 1.00 | | | | | | | |

$$A_{NO} = 9h_{ef}^{\ 2}$$

$$K \begin{cases} 24 & \text{Anclajes fundidos en sitio} \\ 17 & \text{Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$$N_b = k\sqrt{f'_c}\,h_e^{1.5} \le 16\sqrt{f'_c}\,h_e^{\frac{5}{3}}$$

$$\psi_1 = \frac{1}{1+\frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \le 1$$

*Continua…*

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Tension $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2) continuacion…***

$1.5h_{ef}$ : 18 in

$$\psi_2 : \begin{cases} 1 & C_{min} \geq 1.5h_{ef} \\ 0.7 + 0.3\dfrac{C_{min}}{1.5h_{ef}} & C_{min} < 1.5h_{ef} \end{cases} \rightarrow \psi_2 : \quad 0.77$$

Factor de Modificacion por distancia al borde

Seccion: **1** [1] Seccion agrietada, [2] Seccion NO agrietada **(Depende de la existencia o no de refuerzo de confinamiento)**

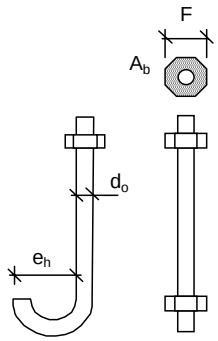
$\psi_3$ : 1

$$\psi_3 \begin{cases} 1 & \text{Agrietada} \\ 1.25 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes fundidos en sitio} \\ 1.4 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$N_{cbg}$ : 18.07 Kips

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_2\psi_3 N_b \qquad N_{cbg} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_1\psi_2\psi_3 N_b$$

⇒ ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$ (D.5.3)***




Barras con tuercas y pernos: $N_p = A_{brg} 8 f'_c$

Pernos con gancho (L o J) $N_p = 0.9 f'_c e_h d_o$ $\quad 3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $d_o$ : | 1 | in | Diametro de la Barra de anclaje |
| → F : | 1 5/8 | in | |
| Abrg : | 1.501 | in² | Area de aplastamiento del concreto (area de la tuerca) |
| $e_h$ : | **0** | in | Longitud del Gancho |
| $3d_o$ : | 3 | in | Lim. Inferior |
| $4.5d_o$ : | 4.50 | in | Lim. Superior |
| Use $e_h$: | 3.00 | in | |
| $\psi_4$ : | 1 | | Factor de Reduccion por agrietamiento (1 seccion agrietada, 1.4 seccion no agrietada) |
| $N_p$ : | 48.0 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $N_{pn}$ : | 192.2 | Kips | |

$$N_{pn} = \psi_4 N_p$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$ (D.5.4)*** (Solo en barras con tuercas y pernos)

Anclaje: Barras con tuercas y pernos, No Aplica!!!

| | | | |
|---|---|---|---|
| $0.4h_{ef}$ : | 4.80 | in | |
| $C_{min}$ : | 4 | in | Si Aplica!!! |
| $N_{sb}$ : | 49.60 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $S_{min}$ : | 14 | in | |
| $6C_{min}$ : | 24 | in | |
| $N_{sbg}$ : | - | Kips | Resistencia del grupo de anclajes |

$$c < 0.4h_{ef}$$

$$N_{sb} = 160c\sqrt{A_{brg} f'_c}$$

$$S_{min} < 6C_{min} \qquad f = \frac{1 + \frac{c_2}{c}}{4}$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{S_o}{6c}\right) N_{sb}$$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

**ESPECIFICACIONES DE DISENO A CORTANTE**

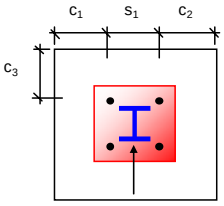
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | 4 | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | 1 | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $A_{se}$ : | 0.61 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $f_{ut}$ : | 58000 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| $A_{si}$ : | 0.00 | in² | Area transversal efectiva de la expansion del anclaje |
| $f_{utsi}$ : | 0.00 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje (expansion) |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Barras de anclaje con tuercas soldadas fundidas en sitio: | $V_s = nA_{se} f_{ut}$ | = | 140.5 | Kips |
| Pernos de anclaje rectos y con ganchos fundidas en sitio: | $V_s = n0.6A_{se} f_{ut}$ | = | 0.0 | Kips |
| Anclajes fijados posteriormente: | $V_s = n\left(0.6A_{se} f_{ut} + 0.4A_{si} f_{utsi}\right)$ | = | 84.3 | Kips |

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)***

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_3$ : | 4 | in | | | | |
| $h_{pede}$ : | **36** | in | → | Use : | 6 | in |
| $C_1$ : | 4 | in | → | Use : | 4.00 | in |
| $C_2$ : | 4 | in | → | Use : | 4.00 | in |
| $C_{min}$ : | 4.00 | in | | | | |
| $C_{3\text{-}ef}$ : | 4.00 | in | → | Use $C_{3\text{-}ef}$: | 4.00 | in |




$S_1$ : 14 in Calculo para anclaje individual

$A_V$ : 60 in²

$A_{VO}$ : 72 in² $\quad A_{Vo} = 4.5c_1^{\,2}$

e'$_V$ : **0** in Excentricidad de la Carga

$\psi_5$ : 1 Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga $\quad \psi_5 = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e'_V}{3c_1}} \le 1$

$$\psi_6 : \begin{cases} 1 & c_2 \ge 1.5c_1 \\ 0.7 + 0.3\dfrac{c_2}{1.5c_1} & c_2 < 1.5c_1 \end{cases}$$

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Para : | $C_2$ : | 4.00 | in | → | $\psi_6$ : | 0.9 |
| | $C_3$ : | 4.00 | in | → | $\psi_6$ : | 0.9 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Refuerzo: | **4** | | Diametro refuerzo de confinamiento (en 1/8 de pulgada) |
| S: | **4** | in | Separacion del refuerzo de confinamiento |

$\psi_7$ : 1.4

$$\psi_7 : \begin{cases} 1.4 & \text{No Agrietada} \\ 1 & \text{Seccion Agrietada sin refuerzo de confinamiento} \\ 1.2 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion > 4in} \\ 1.4 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion < 4in} \end{cases}$$

l : 8.00 in

$V_b$ : 5.37 Kips $\quad V_b = 7\left(\dfrac{l}{d_o}\right)^{0.2} \sqrt{d_o}\sqrt{f'_c}\,c_1^{1.5}$

$V_{cb}$ : 11.27 Kips Para 2 anclajes $\quad V_{cb} = \dfrac{A_V}{A_{Vo}}\psi_6\psi_7 V_b \qquad V_{cb} = \dfrac{A_V}{A_{Vo}}\psi_5\psi_6\psi_7 V_b$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)***

$$k_{cp}: \begin{cases} 1 & h_{ef} < 2.5in \\ 2 & h_{ef} \geq 2.5in \end{cases}$$

$k_{cp}$ : 2

$N_{cb}$ : 18.07 kips

$V_{cp}$ : 36.13 kips $\qquad V_{cp} = k_{cp} N_{cb}$

**RESUMEN DE RESULTADOS**

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)*** | 140.53 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)*** | 18.07 | Kips |
| ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$(D.5.3)*** | 192.2 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$(D.5.4)*** | - | Kips |
| Capacidad a Tension : | 18.07 | Kips |

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)*** | 140.5 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a tension en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)*** | 11.3 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a compresion en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)*** | 36.13 | Kips |
| Capacidad a Cortante : | 11.3 | Kips |

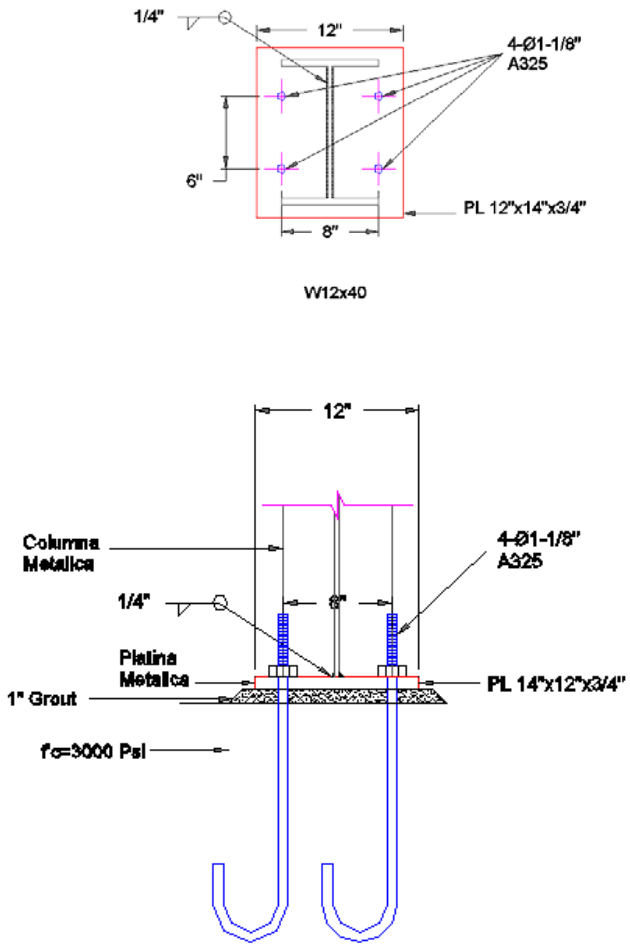
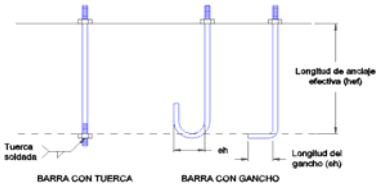



**Figura C - 4. Detalles conexión Columna-Fundación Tipo 4.**

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

SUBJECT: **Column - Foundation Conection Capacity (per ACI-318 Appendix D)**

**INFORMACION GENERAL**




| | | | |
|---|---|---|---|
| $h_{ef}$ : | **20** | in | Profundidad de anclaje efectiva |
| Tipo : | **1** | | [1] Fundidos en sitio, [2] Fijados Posteriormente |
| Anclaje: | **2** | | [1] Barras con tuercas y pernos |
| | | | [2] Barras con ganchos |
| f'c : | **4000** | psi | Resistencia del concreto |

**ESPECIFICACIONES DE DISEÑO A TENSION (D.5)**

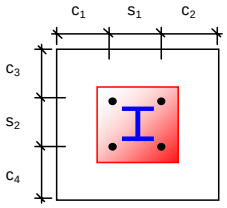
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | **4** | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | **1 1/8** | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $f_{ut}$ : | **58000** | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| → $n_t$ : | 7 | | Numero de Cuerdas por pulgada |
| $A_{se}$ : | 0.763 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $N_s$ : | 177.08 | Kips | |

$$A_{se} = \frac{\pi}{4}\left(d_o - \frac{0.9743}{n_t}\right)^2$$

$$N_s = nA_{se} f_{ut}$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)***




| | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_1$ : | **3** | in | → | Use : | 3 | in | | |
| $C_2$ : | **3** | in | → | Use : | 3 | in | | |
| $C_3$ : | **5** | in | → | Use : | 5 | in | | |
| $C_4$ : | **5** | in | → | Use : | 5 | in | | |
| $C_{min}$ : | 3 | in | Distancia al borde minima para un anclaje | | | | | |
| $C_{max}$ : | 5 | in | Distancia al borde maxima para un anclaje | | | | | |
| $S_1$ : | **8** | in | → | Use : | 8 | in | → | Accion Conjunta |
| $S_2$ : | **6** | in | → | Use : | 6 | in | → | Accion Conjunta |
| $C_{max'}$ : | 11 | in | | | | | | |
| $h_{ef}'$ : | 7.33 | in | → | Use $h_{ef}$ : | 7.33 | in | | |
| $A_N$ : | 224 | in² | Area proyectada del cono de falla del concreto | | | | | |
| $A_{NO}$ : | 484 | in² | | | | | | |
| K : | 24 | | | | | | | |
| $N_b$ : | 30.14 | Kips | | | | | | |
| $e'_{Nx}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido x | | | | | |
| $e'_{Ny}$ : | **0** | in | Excentricidad de la Carga en sentido y | | | | | |
| $\psi_{1x}$ : | 1.00 | | Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga | | | | | |
| $\psi_{1y}$ : | 1.00 | | | | | | | |

$$A_{NO} = 9h_{ef}^{\ 2}$$

$$K \begin{cases} 24 & \text{Anclajes fundidos en sitio} \\ 17 & \text{Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$$N_b = k\sqrt{f'_c}\,h_e^{1.5} \le 16\sqrt{f'_c}\,h_e^{\frac{5}{3}}$$

$$\psi_1 = \frac{1}{1+\frac{2e'_N}{3h_{ef}}} \le 1$$

*Continua…*

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Tension $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2) continuacion…***

$1.5h_{ef}$ : 11 in

$$\psi_2 : \begin{cases} 1 & C_{min} \geq 1.5h_{ef} \\ 0.7 + 0.3\dfrac{C_{min}}{1.5h_{ef}} & C_{min} < 1.5h_{ef} \end{cases} \rightarrow \psi_2 : \quad 0.78$$

Factor de Modificacion por distancia al borde

Seccion: **1** [1] Seccion agrietada, [2] Seccion NO agrietada **(Depende de la existencia o no de refuerzo de confinamiento)**

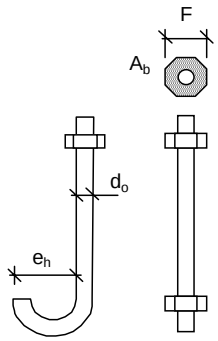
$\psi_3$ : 1

$$\psi_3 \begin{cases} 1 & \text{Agrietada} \\ 1.25 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes fundidos en sitio} \\ 1.4 & \text{Seccion NO Agrietada - Anclajes instalados posteriormente} \end{cases}$$

$N_{cbg}$ : 10.91 Kips

$$N_{cb} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_2\psi_3 N_b \qquad N_{cbg} = \frac{A_N}{A_{NO}}\psi_1\psi_2\psi_3 N_b$$

⇒ ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$ (D.5.3)***




Barras con tuercas y pernos: $N_p = A_{brg} 8 f'_c$

Pernos con gancho (L o J) $N_p = 0.9 f'_c e_h d_o$ $\quad 3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$

| | | | |
|---|---|---|---|
| $d_o$ : | 1.125 | in | Diametro de la Barra de anclaje |
| → F : | 1 13/16 | in | |
| Abrg : | 1.851 | in² | Area de aplastamiento del concreto (area de la tuerca) |
| $e_h$ : | **4** | in | Longitud del Gancho |
| $3d_o$ : | 3.375 | in | Lim. Inferior |
| $4.5d_o$ : | 5.06 | in | Lim. Superior |
| Use $e_h$: | 4.00 | in | |
| $\psi_4$ : | 1 | | Factor de Reduccion por agrietamiento (1 seccion agrietada, 1.4 seccion no agrietada) |
| $N_p$ : | 16.2 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $N_{pn}$ : | 64.8 | Kips | |

$$N_{pn} = \psi_4 N_p$$

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$ (D.5.4)*** (Solo en barras con tuercas y pernos)

Anclaje: Barras con gancho, Si Aplica!!!

| | | | |
|---|---|---|---|
| $0.4h_{ef}$ : | 2.93 | in | |
| $C_{min}$ : | 3 | in | No Aplica!!! |
| $N_{sb}$ : | 41.30 | Kips | Resistencia de 1 anclaje |
| $S_{min}$ : | 6 | in | |
| $6C_{min}$ : | 18 | in | |
| $N_{sbg}$ : | - | Kips | Resistencia del grupo de anclajes |

$$c < 0.4h_{ef}$$

$$N_{sb} = 160c\sqrt{A_{brg} f'_c}$$

$$S_{min} < 6C_{min}$$

$$f = \frac{1 + \frac{c_2}{c}}{4}$$

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{S_o}{6c}\right) N_{sb}$$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

**ESPECIFICACIONES DE DISENO A CORTANTE**

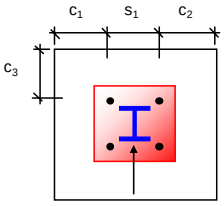
⇒ ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)***

| | | | |
|---|---|---|---|
| n : | 4 | | Numero de Barras de anclaje |
| $d_o$ : | 1 1/8 | in | Diametro de la barra de anclaje |
| $A_{se}$ : | 0.76 | in² | Area transversal efectiva del anclaje |
| $f_{ut}$ : | 58000 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje |
| $A_{si}$ : | 0.00 | in² | Area transversal efectiva de la expansion del anclaje |
| $f_{utsi}$ : | 0.00 | psi | Resistencia ultima del acero de anclaje (expansion) |

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Barras de anclaje con tuercas soldadas fundidas en sitio: | $V_s = nA_{se} f_{ut}$ | = | 0.0 | Kips |
| Pernos de anclaje rectos y con ganchos fundidas en sitio: | $V_s = n0.6A_{se} f_{ut}$ | = | 106.2 | Kips |
| Anclajes fijados posteriormente: | $V_s = n\left(0.6A_{se} f_{ut} + 0.4A_{si} f_{utsi}\right)$ | = | 106.2 | Kips |

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)***

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $C_3$ : | 5 | in | | | | |
| $h_{pede}$ : | **36** | in | → | Use : | 7.5 | in |
| $C_1$ : | 3 | in | → | Use : | 3.00 | in |
| $C_2$ : | 3 | in | → | Use : | 3.00 | in |
| $C_{min}$ : | 5.00 | in | | | | |
| $C_{3\text{-}ef}$ : | 5.00 | in | → | Use $C_{3\text{-}ef}$: | 5.00 | in |




$S_1$ : 8 in Calculo para grupo de anclajes

$A_V$ : 105 in²

$A_{VO}$ : 112.5 in² $\quad A_{Vo} = 4.5c_1^{\,2}$

e'V : **0** in Excentricidad de la Carga

$\psi_5$ : 1 Factor de Modificacion por efecto de excentricidad de la carga $\quad \psi_5 = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e'_V}{3c_1}} \le 1$

$$\psi_6 : \begin{cases} 1 & c_2 \ge 1.5c_1 \\ 0.7 + 0.3\dfrac{c_2}{1.5c_1} & c_2 < 1.5c_1 \end{cases}$$

| | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Para : | $C_2$ : | 3.00 | in | → | $\psi_6$ : | 0.82 |
| | $C_3$ : | 3.00 | in | → | $\psi_6$ : | 0.82 |

| | | | |
|---|---|---|---|
| Refuerzo: | **4** | | Diametro refuerzo de confinamiento (en 1/8 de pulgada) |
| S: | **4** | in | Separacion del refuerzo de confinamiento |

$\psi_7$ : 1.4

$$\psi_7 : \begin{cases} 1.4 & \text{No Agrietada} \\ 1 & \text{Seccion Agrietada sin refuerzo de confinamiento} \\ 1.2 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion > 4in} \\ 1.4 & \text{Seccion Agrietada con refuerzo de confinamiento > \#4 y Separacion < 4in} \end{cases}$$

l : 7.33 in

$V_b$ : 7.64 Kips $\quad V_b = 7\left(\dfrac{l}{d_o}\right)^{0.2}\sqrt{d_o}\sqrt{f'_c}\,c_1^{1.5}$

$V_{cb}$ : 16.37 Kips Para 2 anclajes $\quad V_{cb} = \dfrac{A_V}{A_{Vo}}\psi_6\psi_7 V_b \qquad V_{cb} = \dfrac{A_V}{A_{Vo}}\psi_5\psi_6\psi_7 V_b$

**UNIVERSITY OF PUERTO RICO - RUM - DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING**

⇒ ***Resistencia por fractura del concreto en el anclaje a Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)***

$$k_{cp}: \begin{cases} 1 & h_{ef} < 2.5in \\ 2 & h_{ef} \geq 2.5in \end{cases}$$

$k_{cp}$ : 2

$N_{cb}$ : 10.91 kips

$V_{cp}$ : 21.81 kips

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb}$$

**RESUMEN DE RESULTADOS**

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Tension Ns(D.5.1)*** | 177.08 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie superior $N_{cb}$ o $N_{cbg}$ (D.5.2)*** | 10.91 | Kips |
| ***Resistencia por adherencia entre el concreto y el anclaje a Tension $N_{pn}$(D.5.3)*** | 64.8 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto en la superficie lateral $N_{sb}$(D.5.4)*** | - | Kips |
| Capacidad a Tension : | 10.91 | Kips |

| | | |
|---|---|---|
| ***Resistencia de las barras de anclaje a Cortante Vs(D.6.1)*** | 106.2 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a tension en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.2)*** | 16.4 | Kips |
| ***Resistencia por fractura del concreto a compresion en Cortante $V_{cb}$ o $V_{cbg}$ (D.6.3)*** | 21.81 | Kips |
| Capacidad a Cortante : | 16.4 | Kips |

# APENDICE D. Resultados del análisis de los efectos del viento sobre la conexión Columna-Fundación.

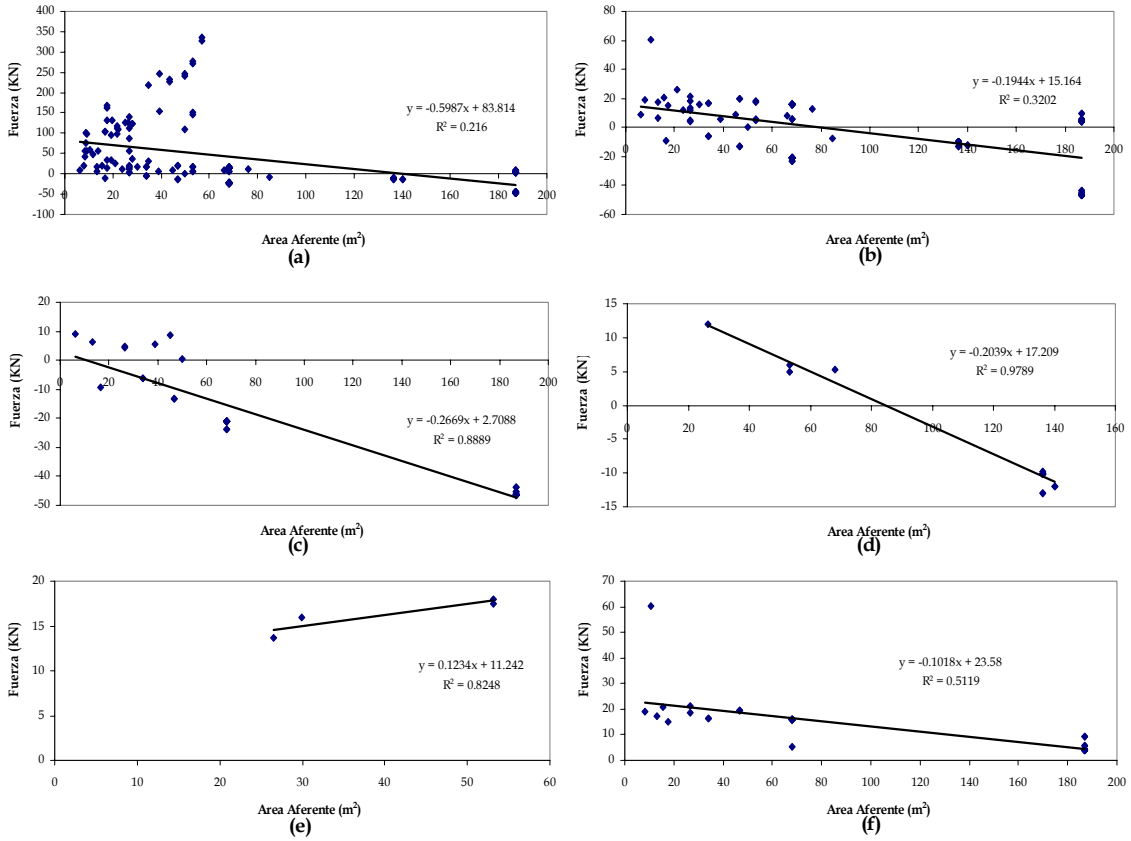



**Figura D - 1. Reacciones verticales, velocidad de viento 90 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

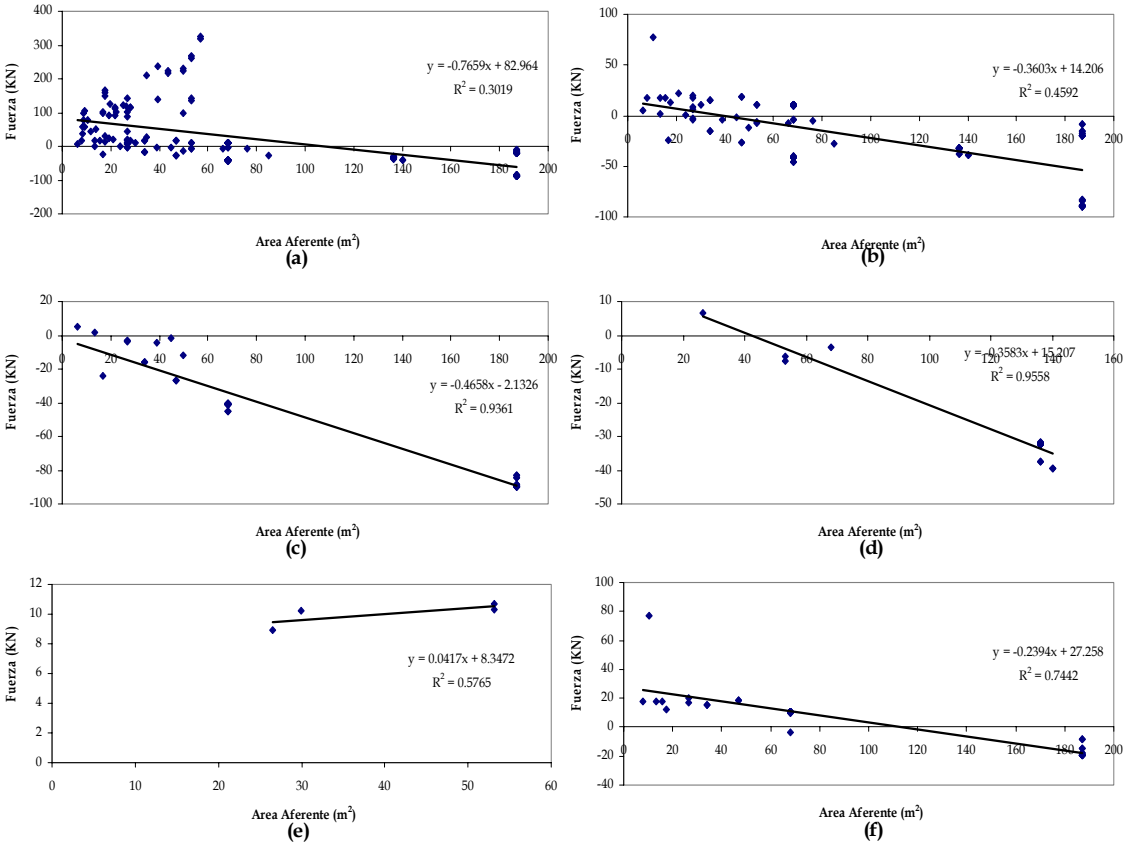



**Figura D - 2. Reacciones verticales, velocidad de viento 90 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

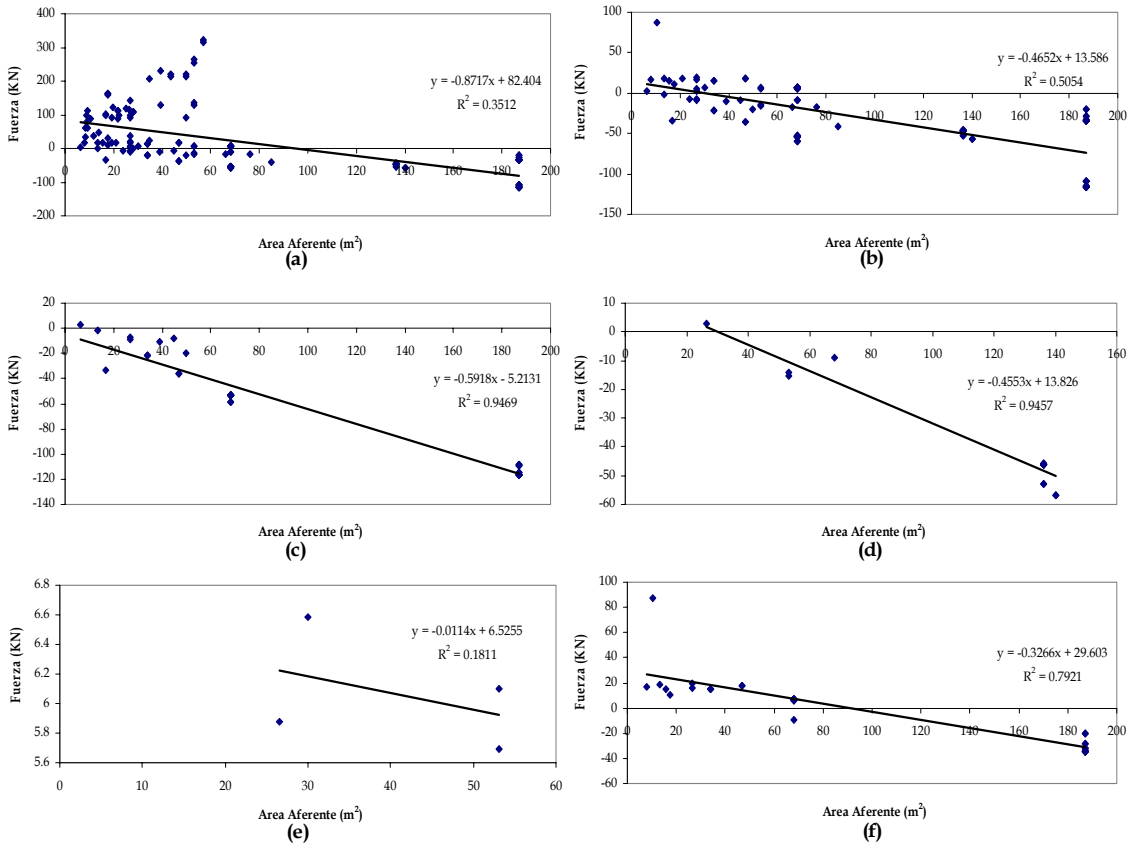



**Figura D - 3. Reacciones verticales, velocidad de viento 90 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

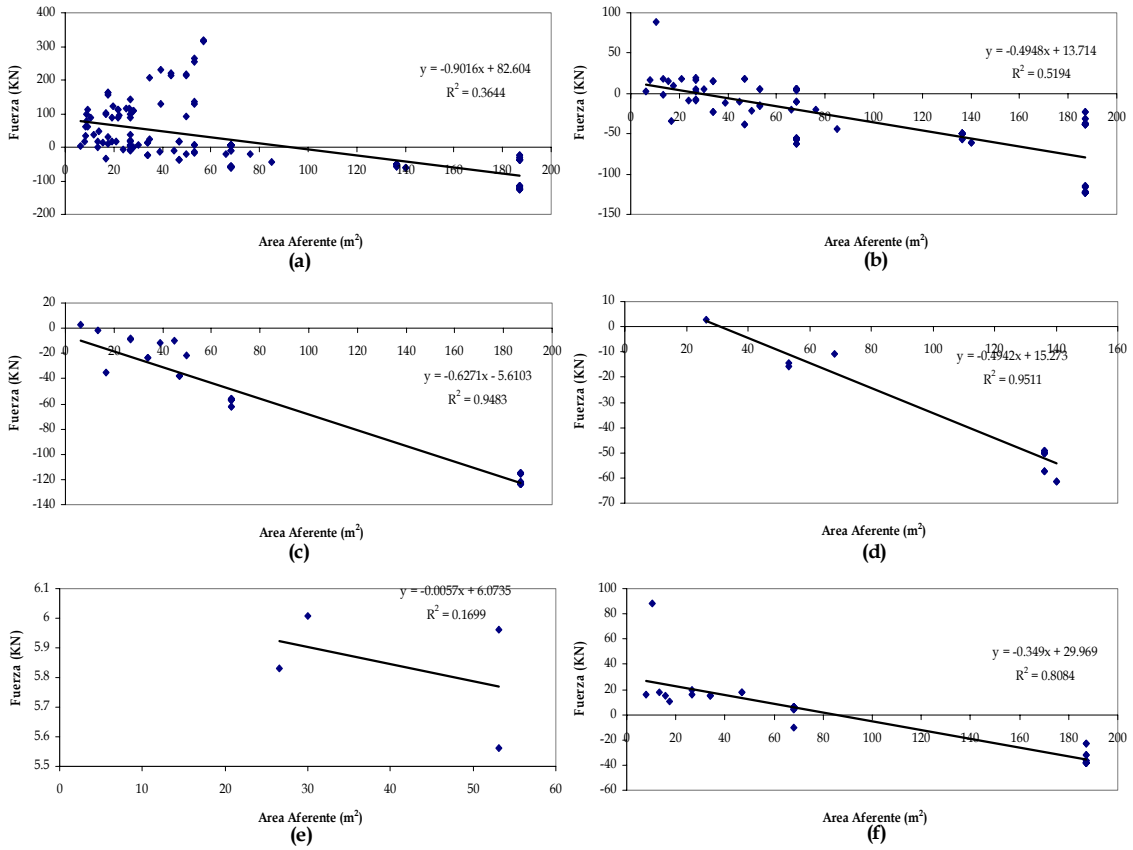



**Figura D - 4. Reacciones verticales, velocidad de viento 117 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

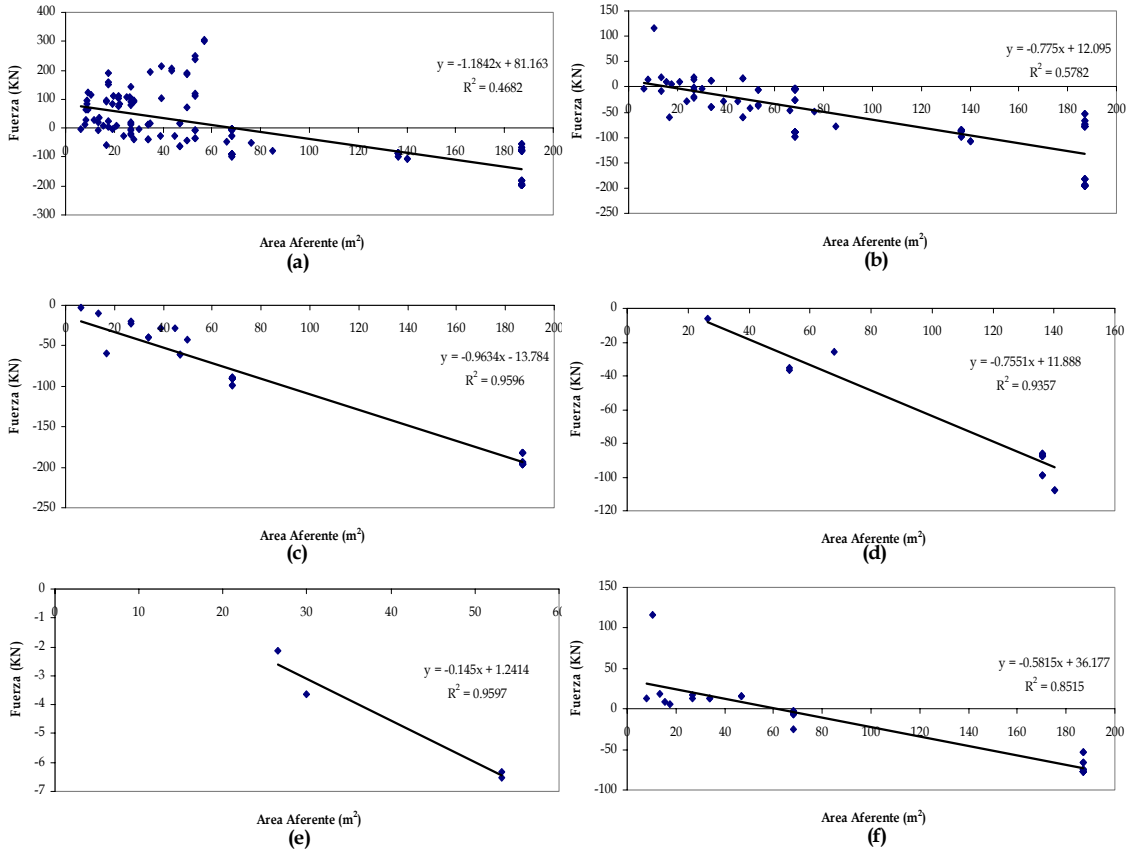



**Figura D - 5. Reacciones verticales, velocidad de viento 117 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

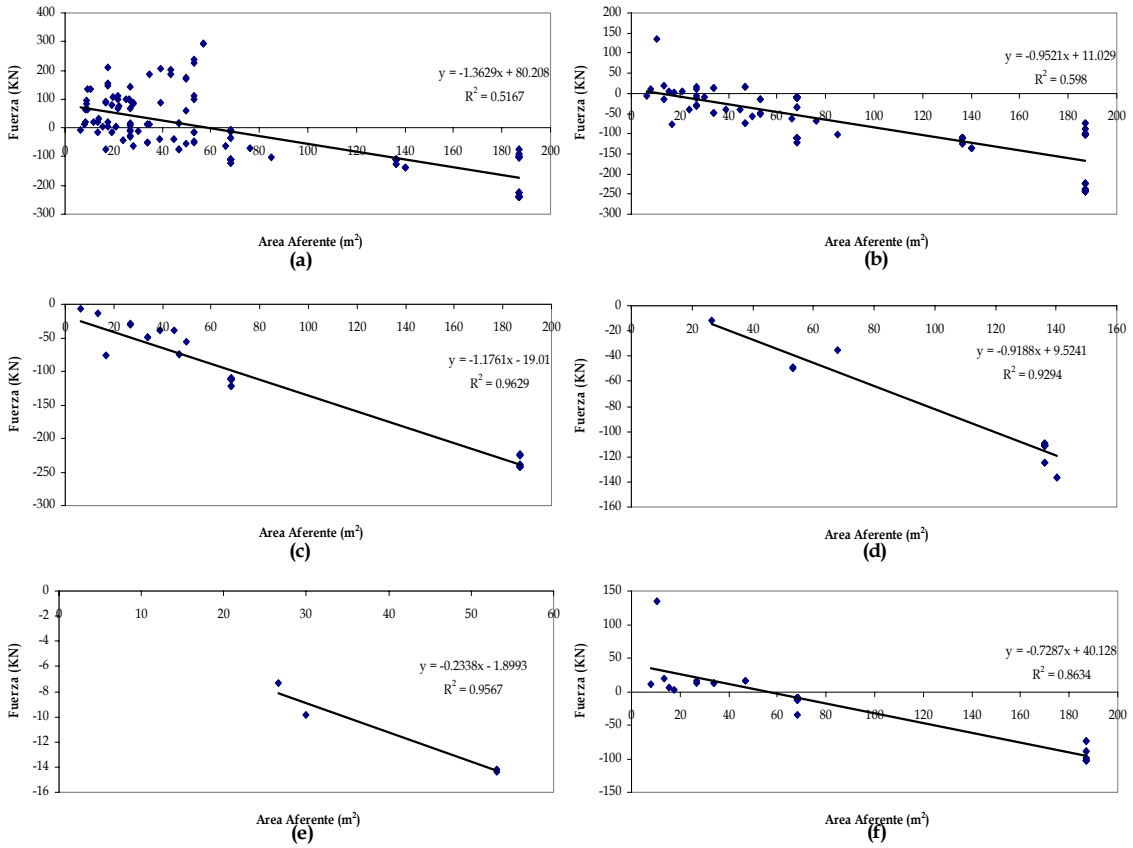



**Figura D - 6. Reacciones verticales, velocidad de viento 117 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

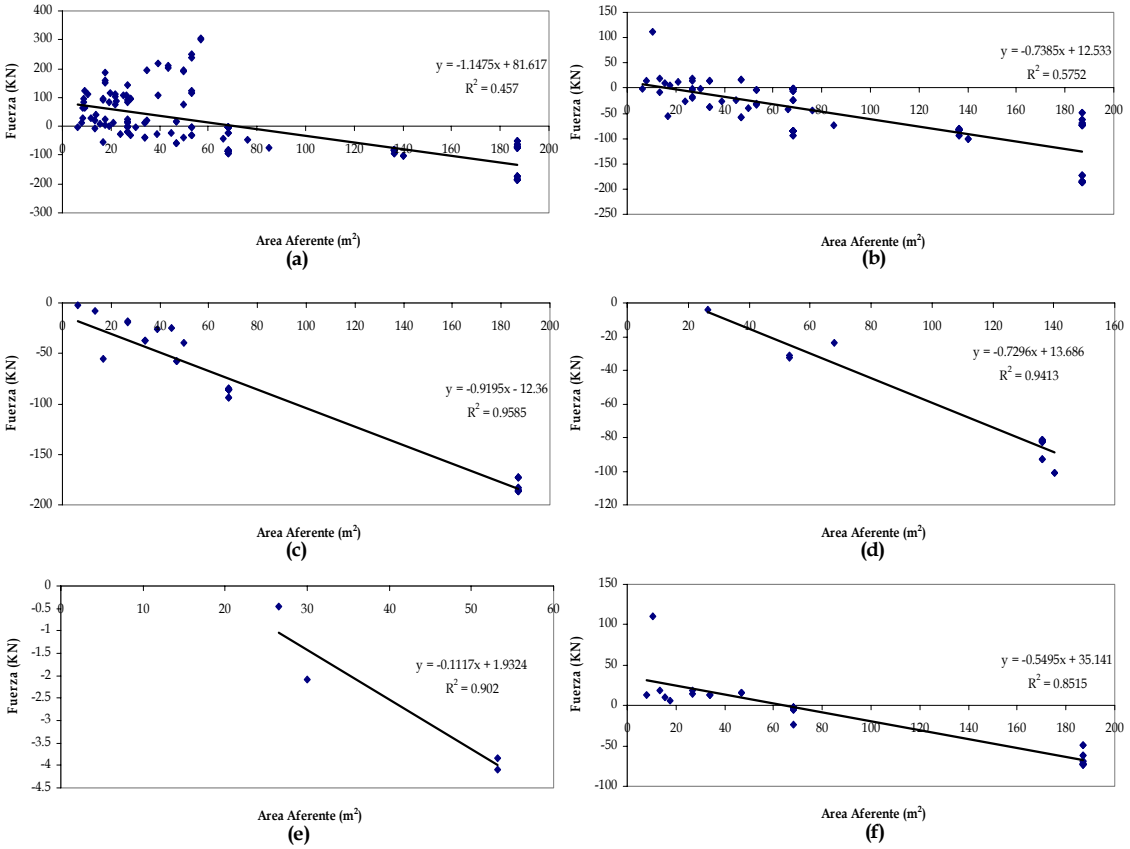



**Figura D - 7. Reacciones verticales, velocidad de viento 135mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

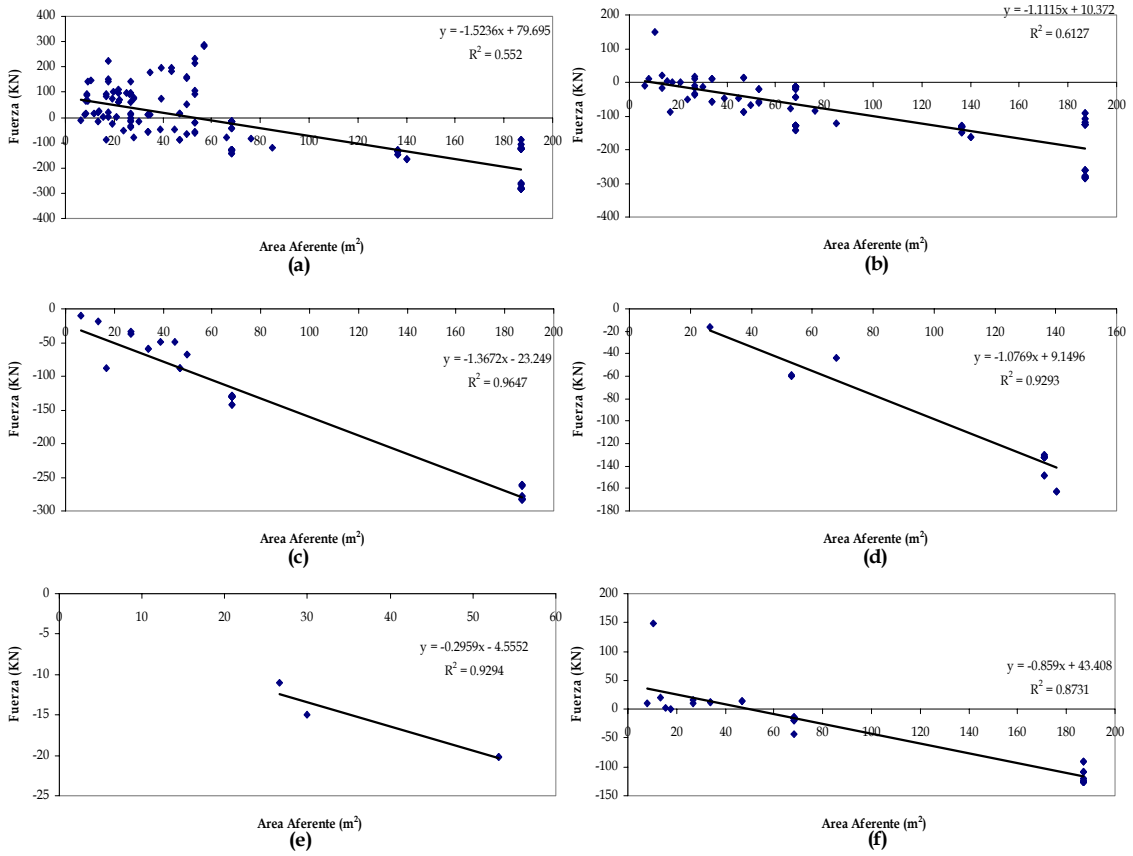



**Figura D - 8. Reacciones verticales, velocidad de viento 135 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

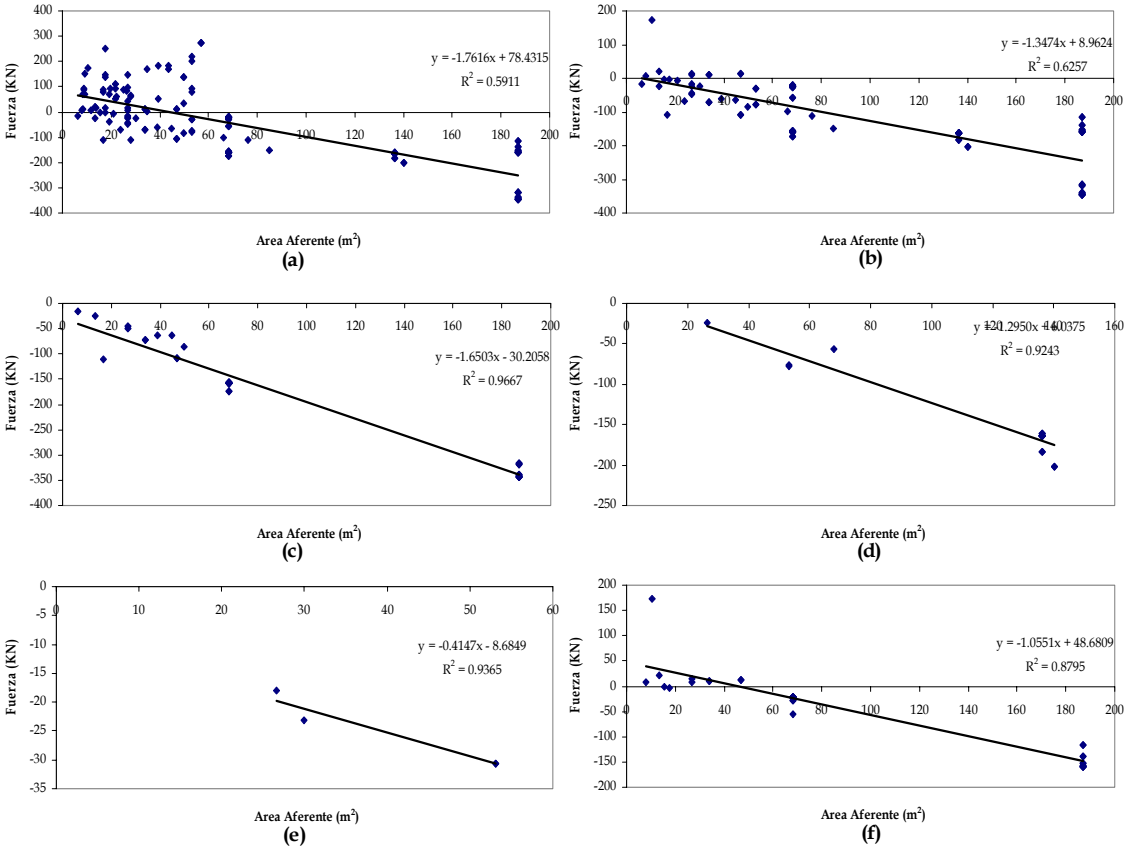



**Figura D - 9. Reacciones verticales, velocidad de viento 135 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

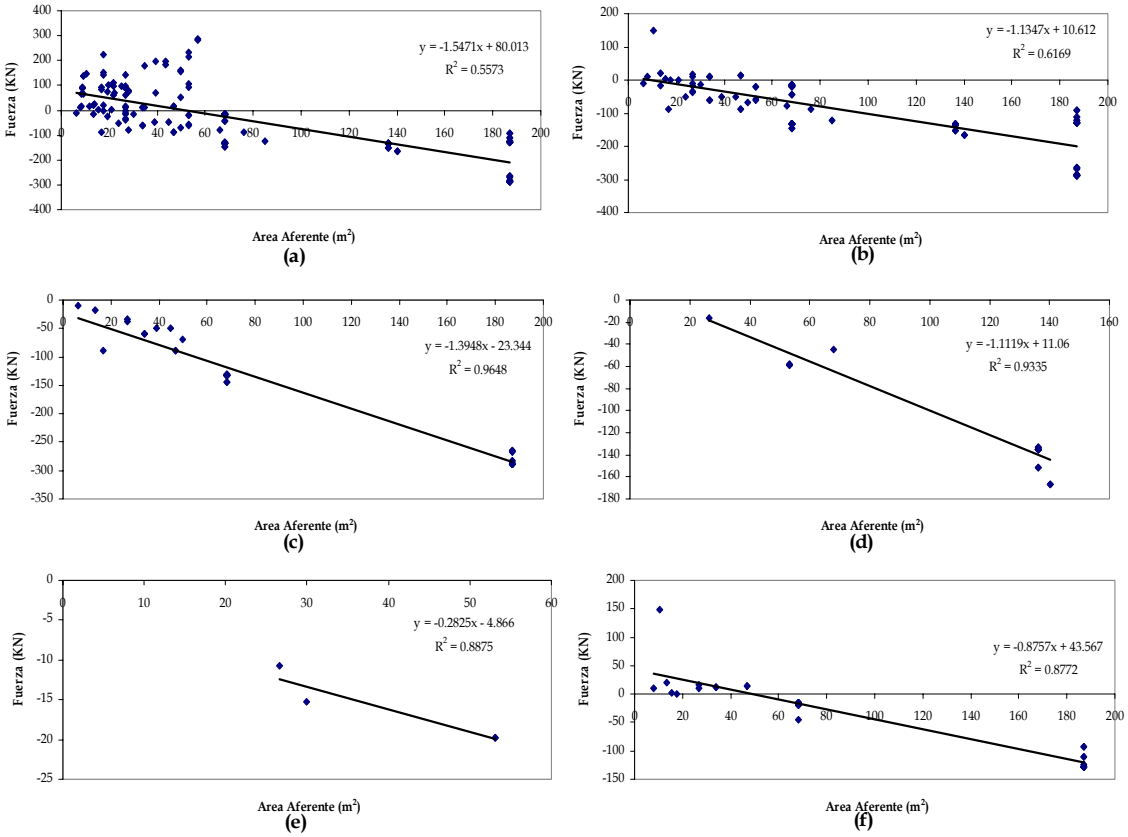



**Figura D - 10. Reacciones verticales, velocidad de viento 160 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

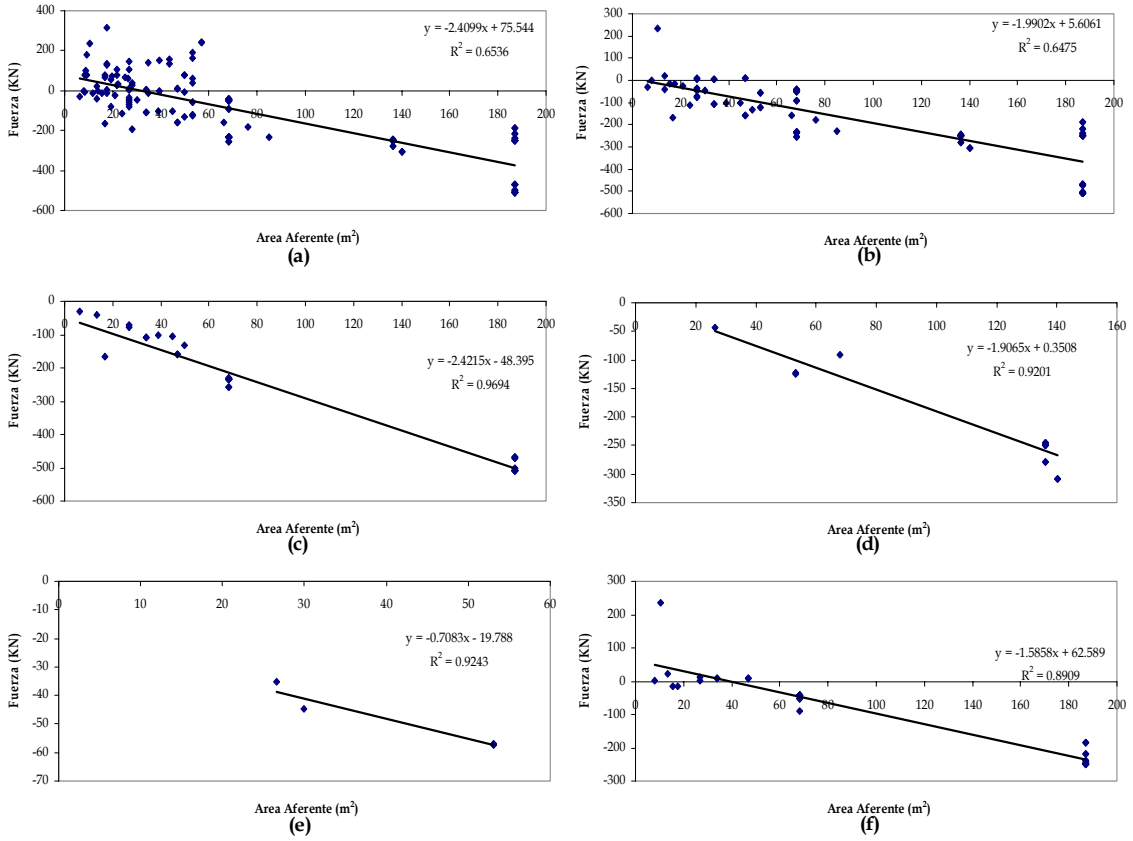



**Figura D - 11. Reacciones verticales, velocidad de viento 160 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

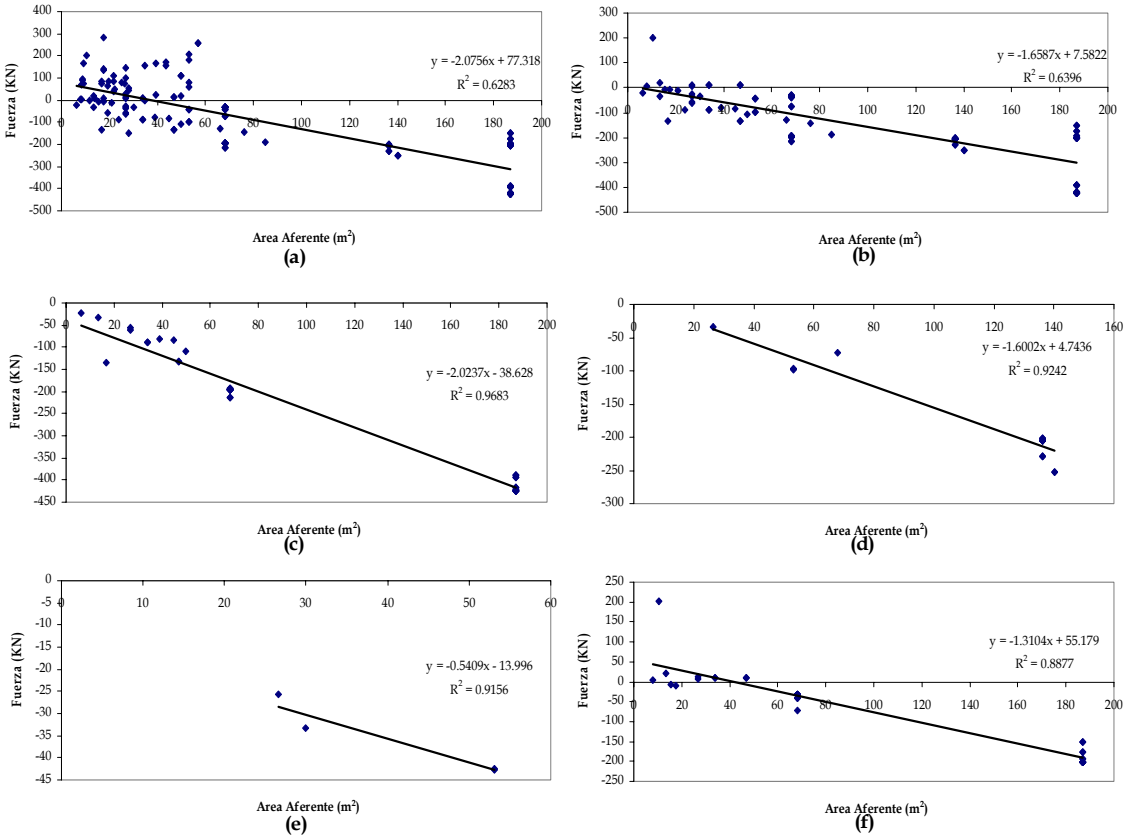



**Figura D - 12. Reacciones verticales, velocidad de viento 160 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

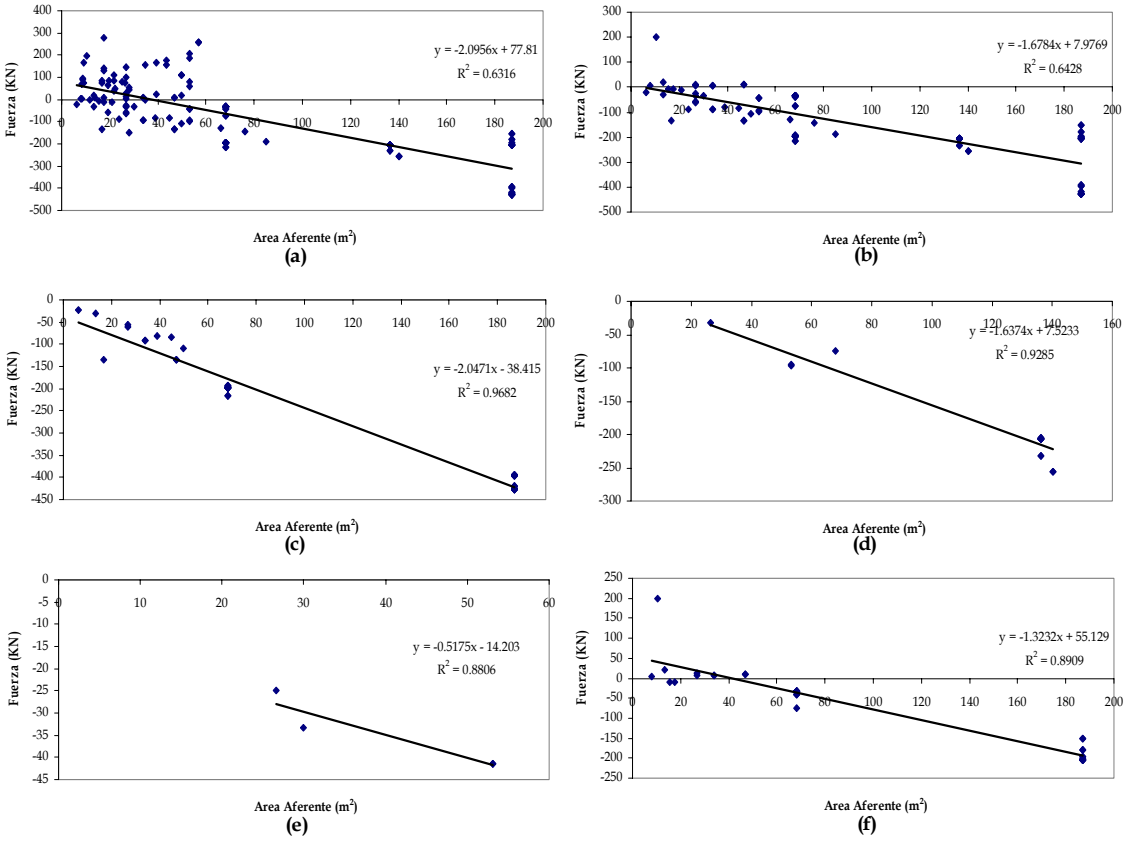



**Figura D - 13. Reacciones verticales, velocidad de viento 189 mph, exposición B, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

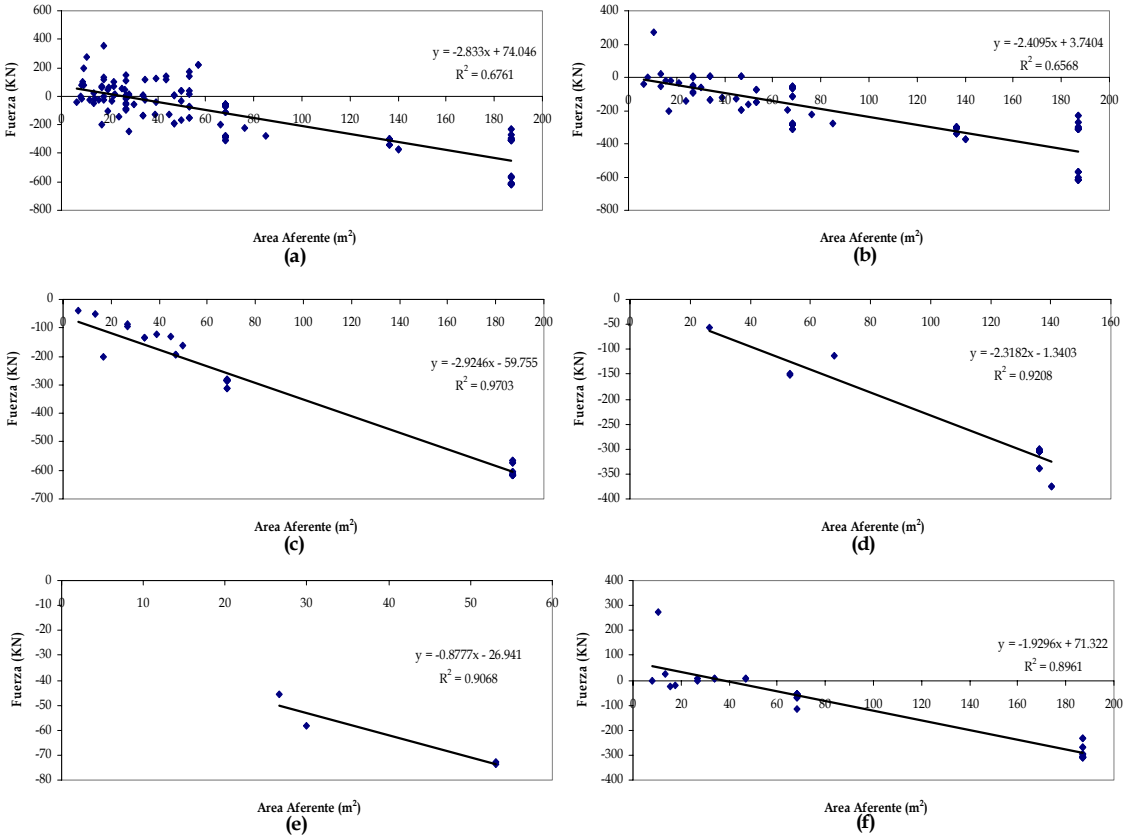



**Figura D - 14. Reacciones verticales, velocidad de viento 189 mph, exposición C, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

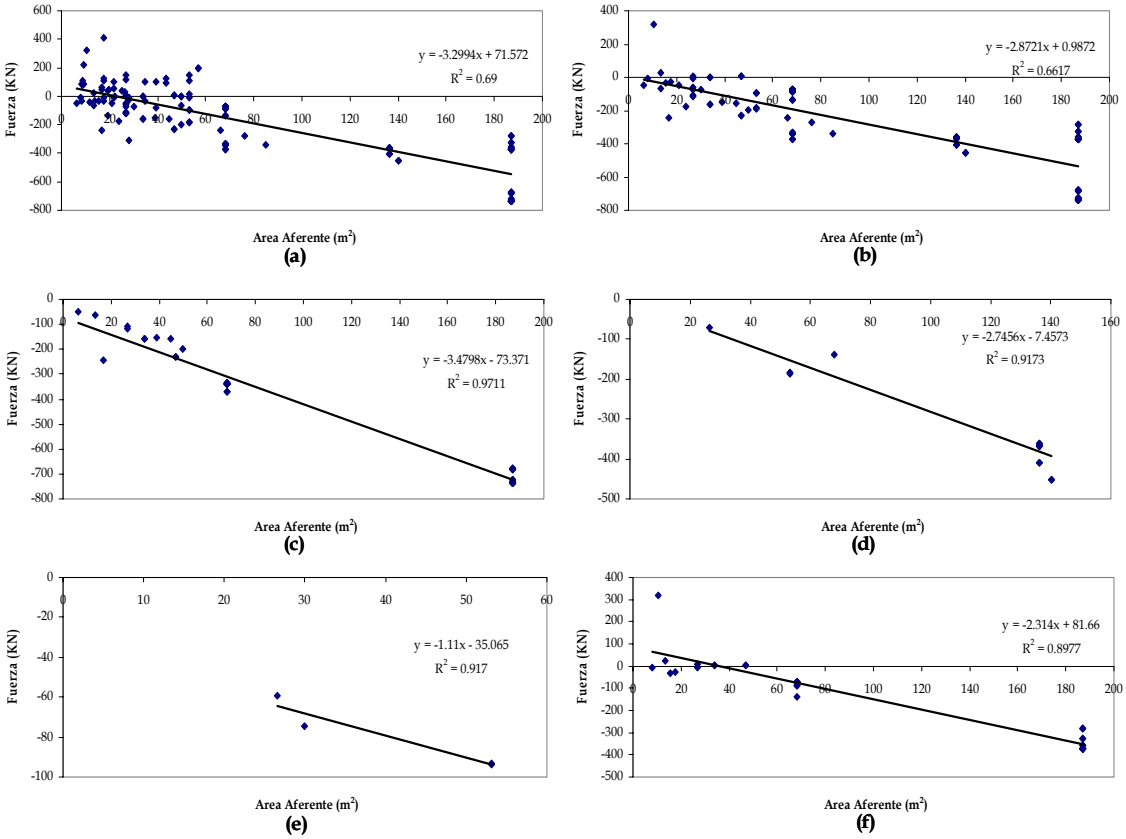



**Figura D - 15. Reacciones verticales, velocidad de viento 189 mph, exposición D, presión interna positiva, columnas: (a) para todas las localizaciones o condiciones de carga, (b) sin carga intermedia en todas las localizaciones, (c) sin carga intermedia en zona de fachada, (d) sin carga intermedia en zona interior 1, (e) sin carga intermedia en zona interior 2 y (f) sin carga intermedia en fachada de sotavento.**

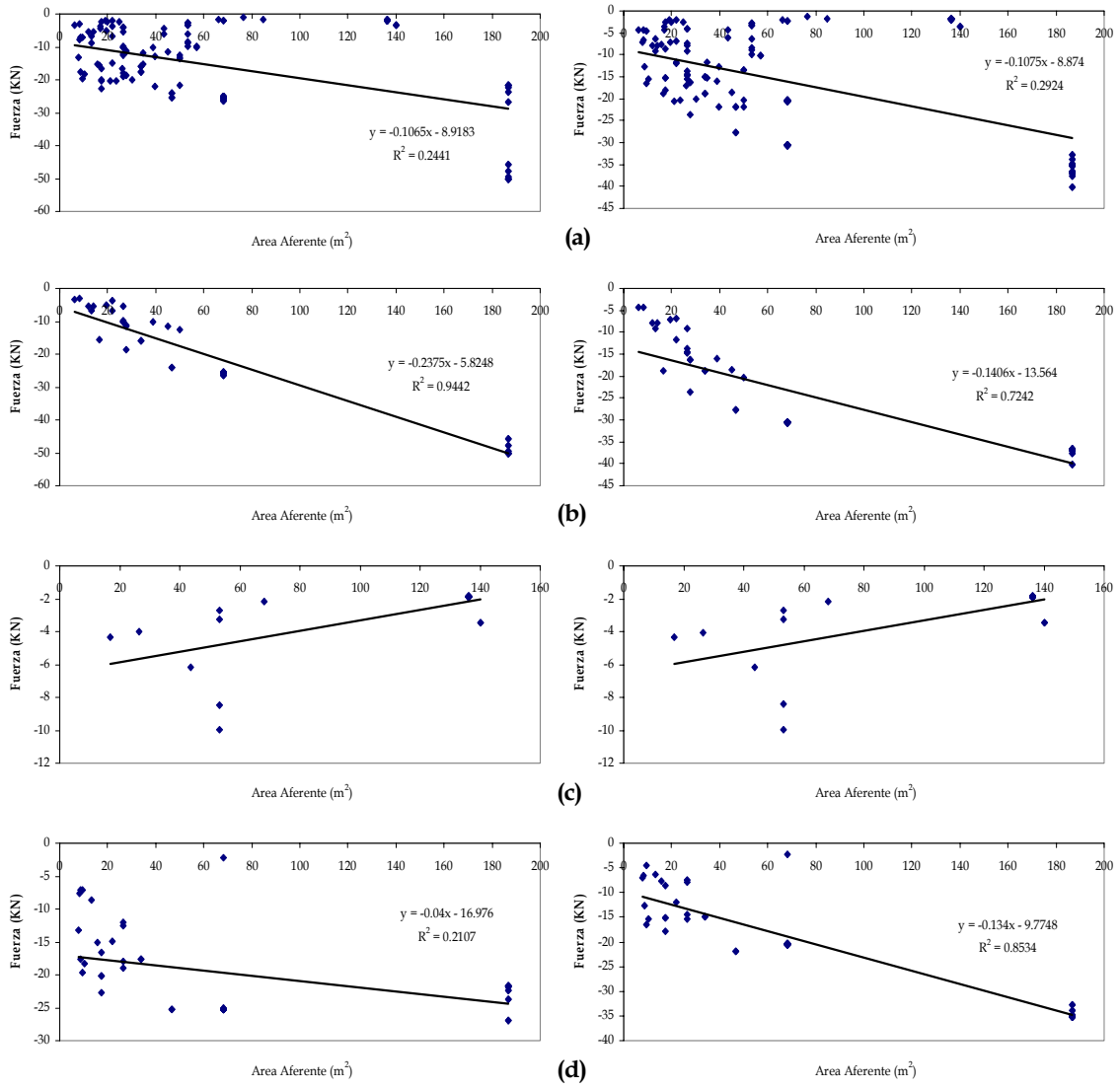



**Figura D - 16. Reacciones horizontales, velocidad de viento 90 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

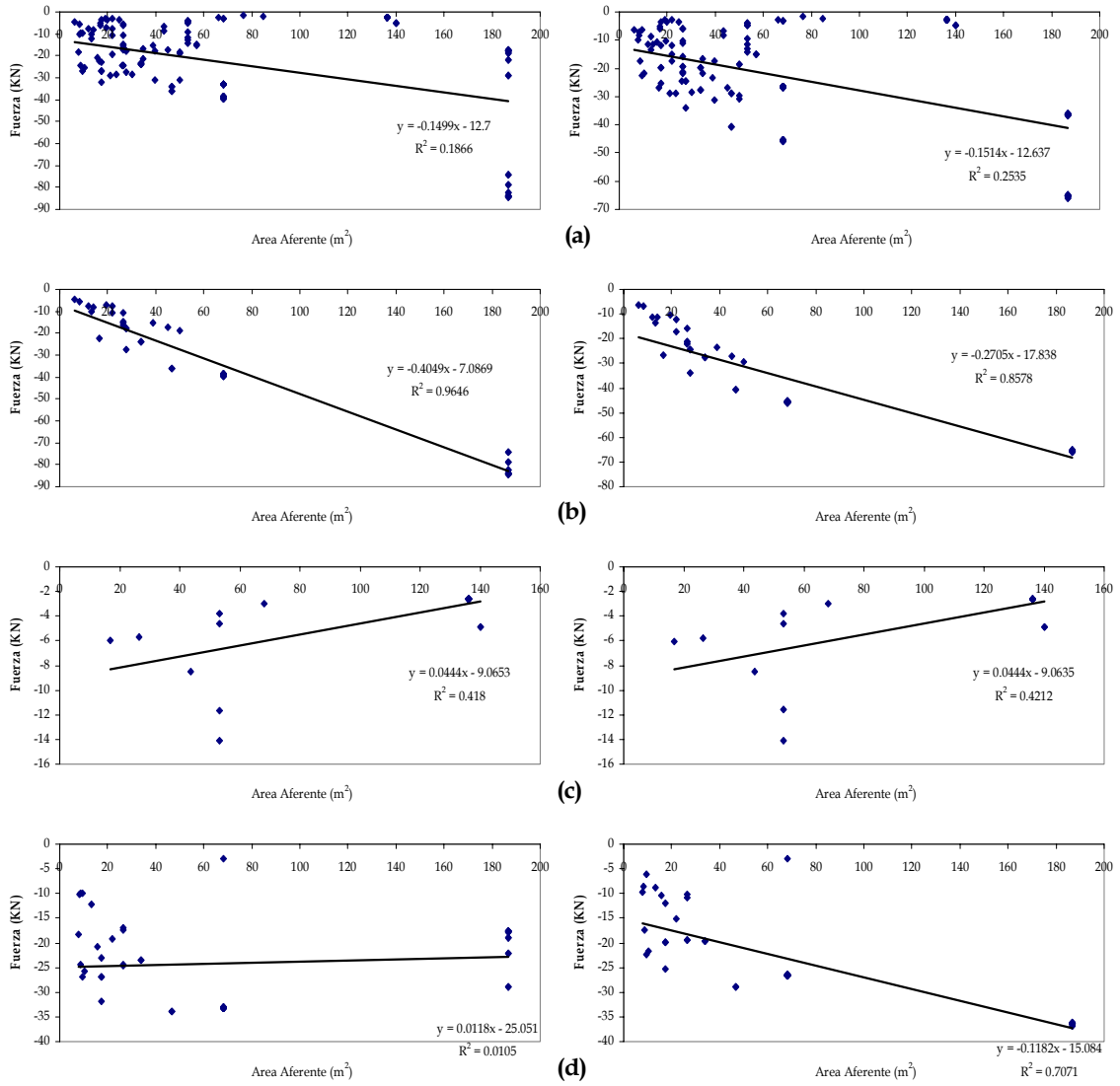



**Figura D - 17. Reacciones horizontales, velocidad de viento 90 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

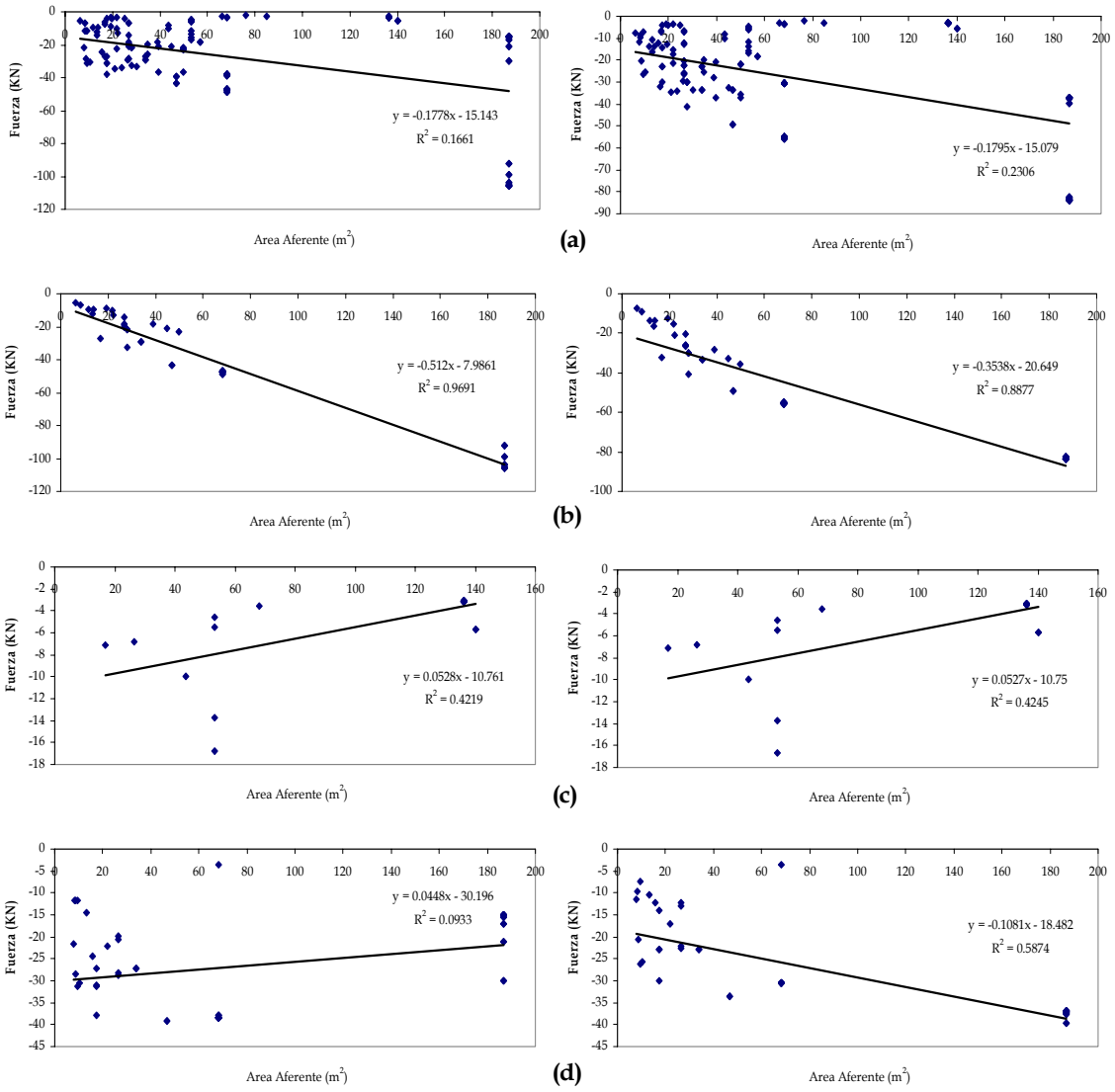



**Figura D - 18. Reacciones horizontales, velocidad de viento 90 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

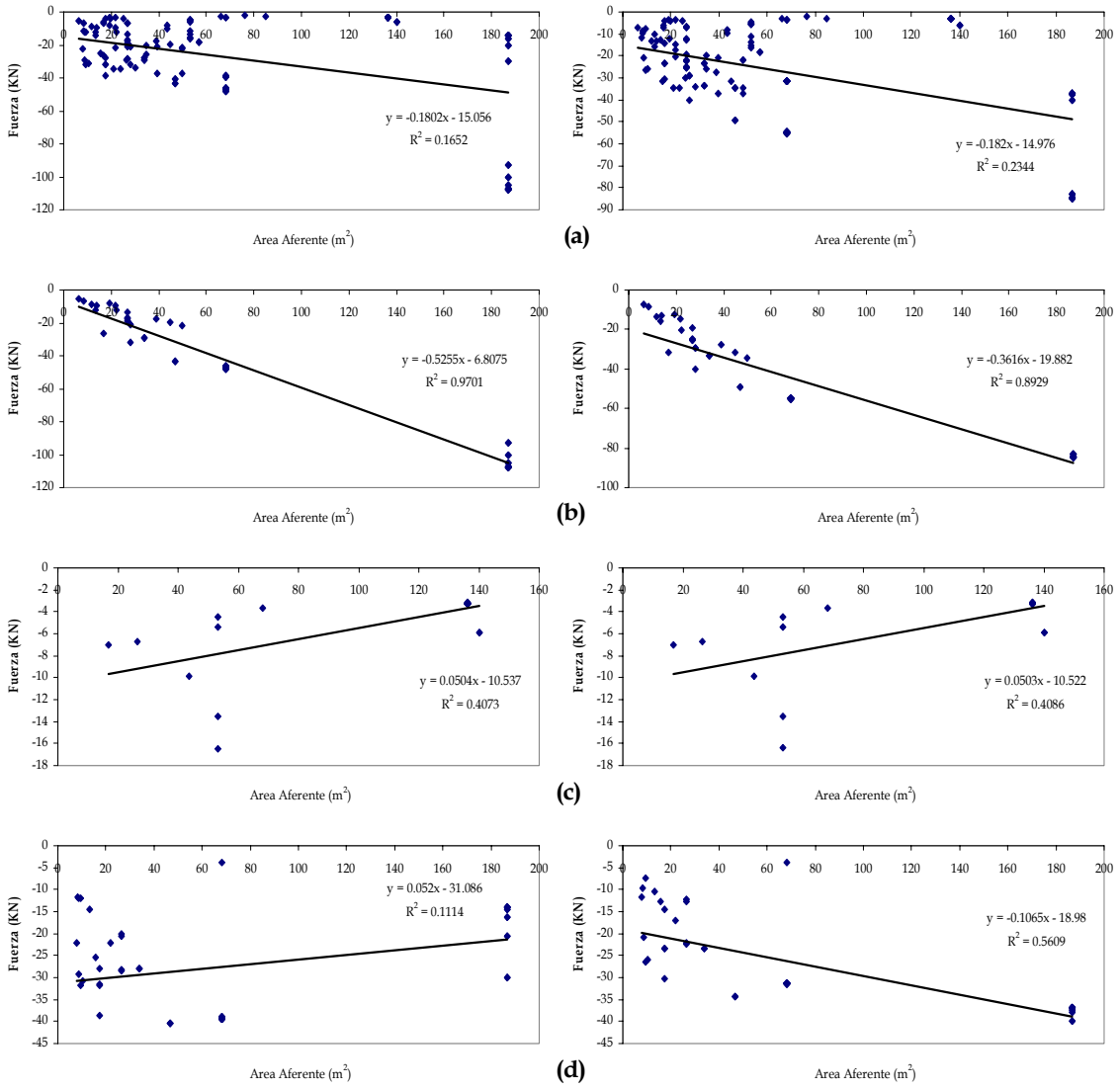



**Figura D - 19. Reacciones horizontales, velocidad de viento 117 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

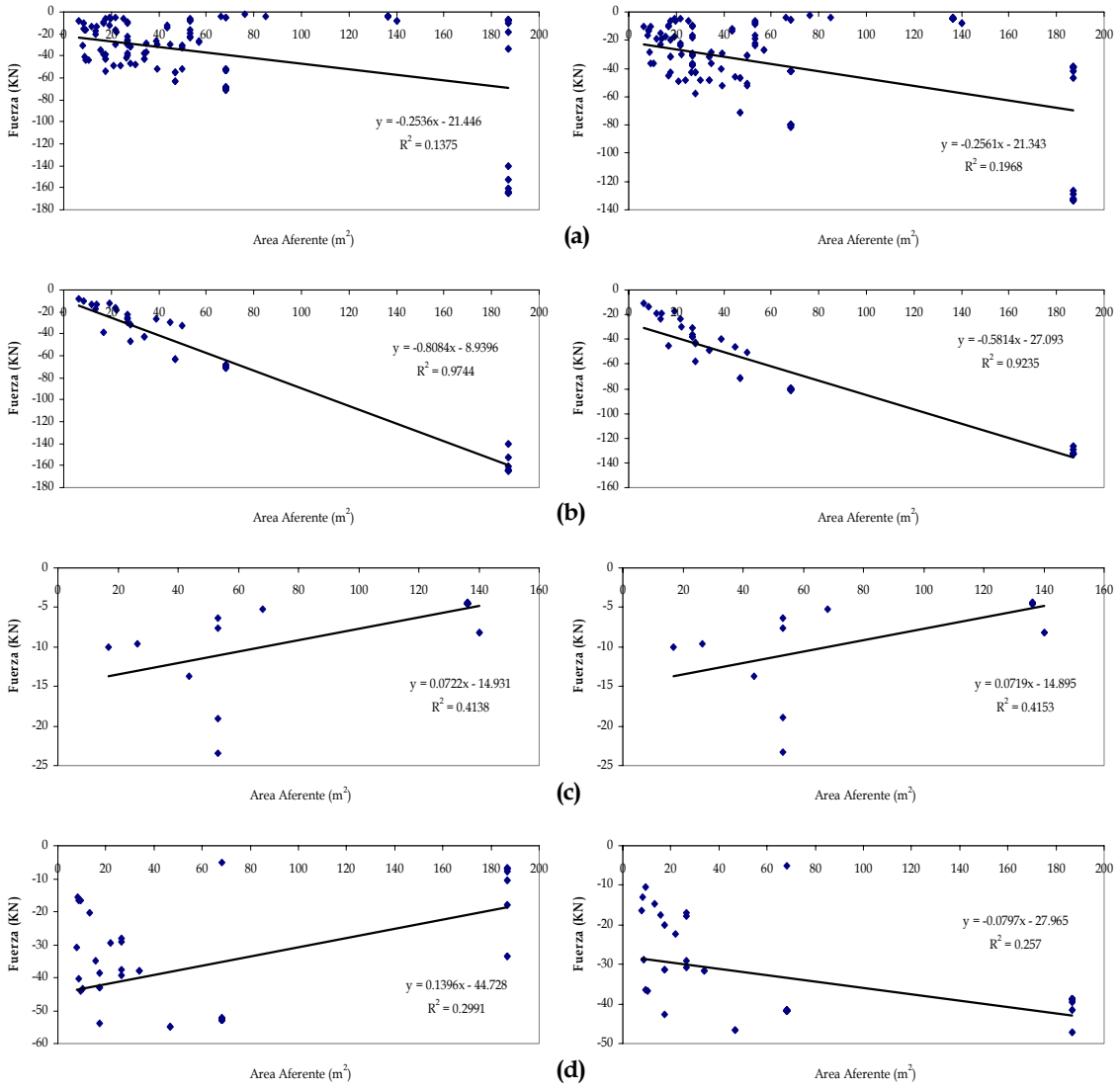



**Figura D - 20. Reacciones horizontales, velocidad de viento 117 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

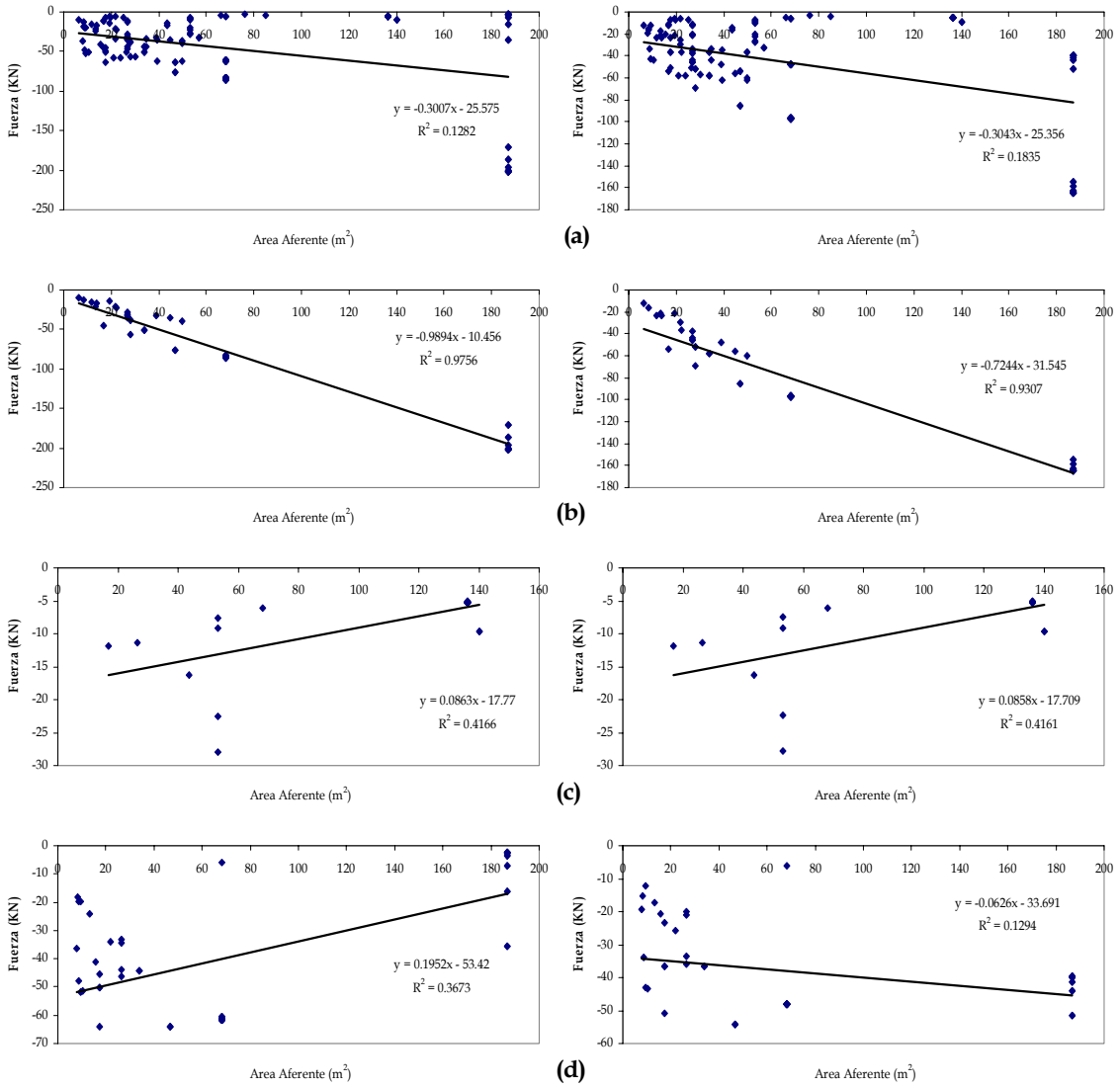



**Figura D - 21. Reacciones horizontales, velocidad de viento 117 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

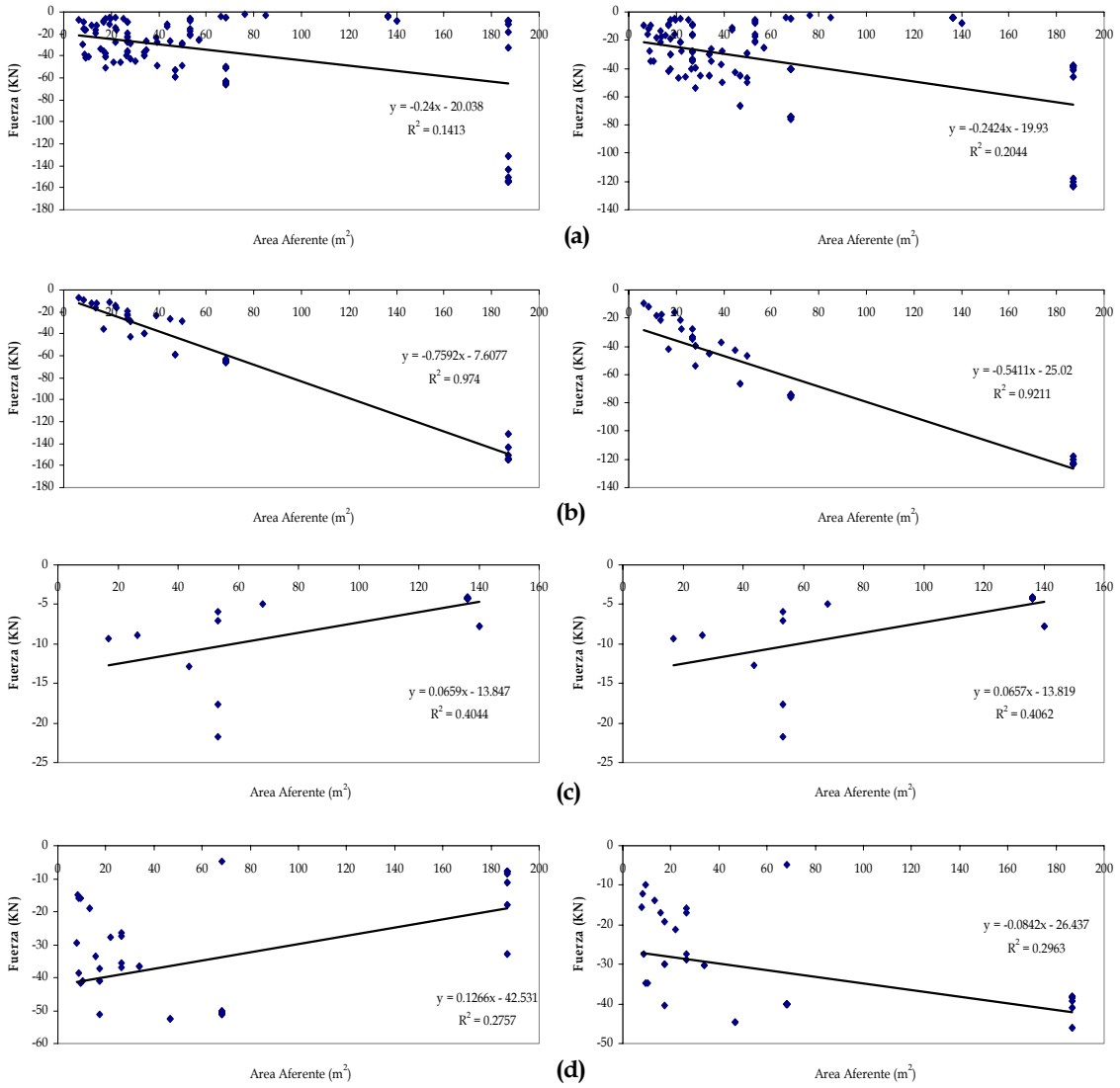



**Figura D - 22. Reacciones horizontales, velocidad de viento 135 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

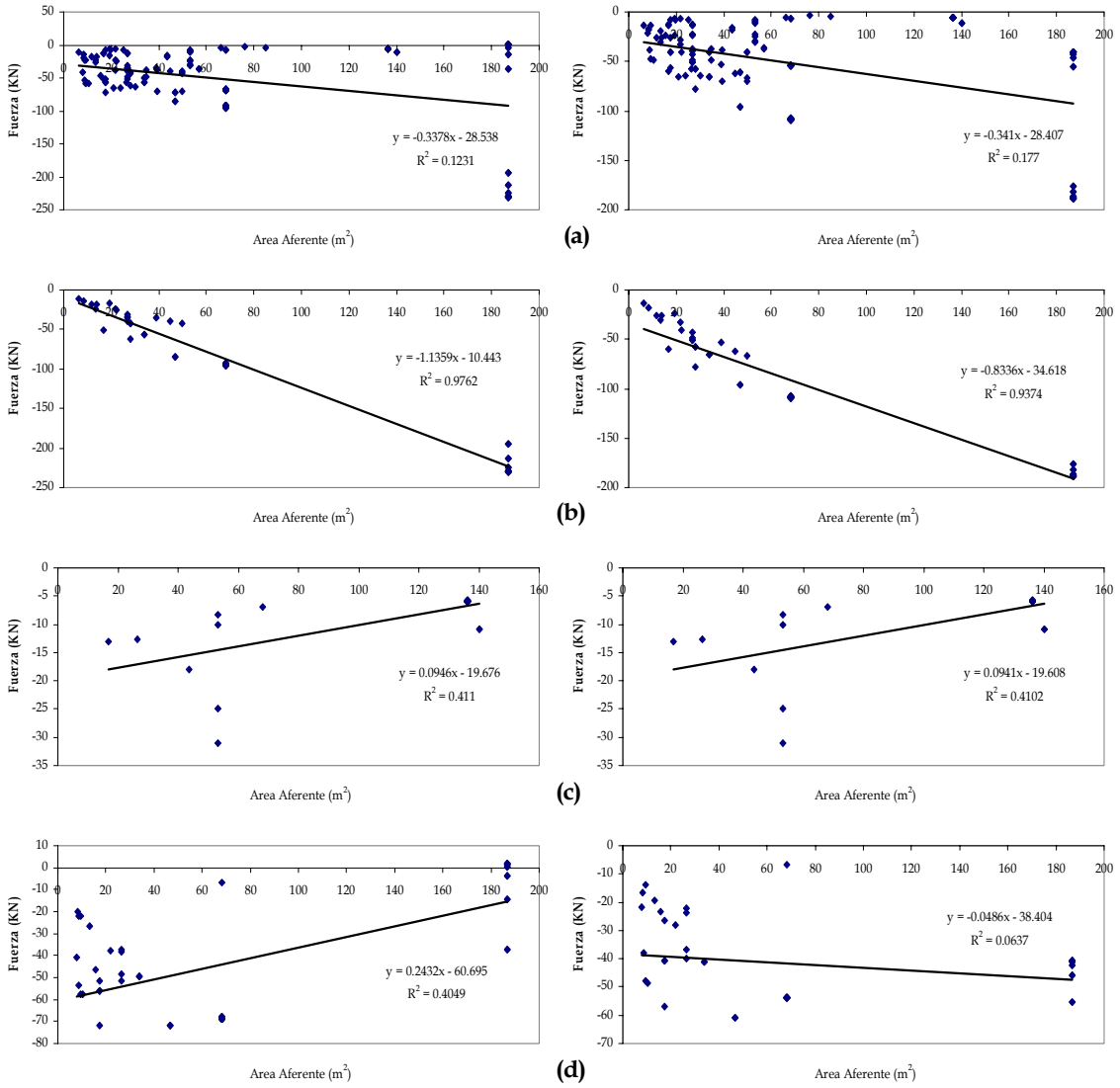



**Figura D - 23. Reacciones horizontales, velocidad de viento 135 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

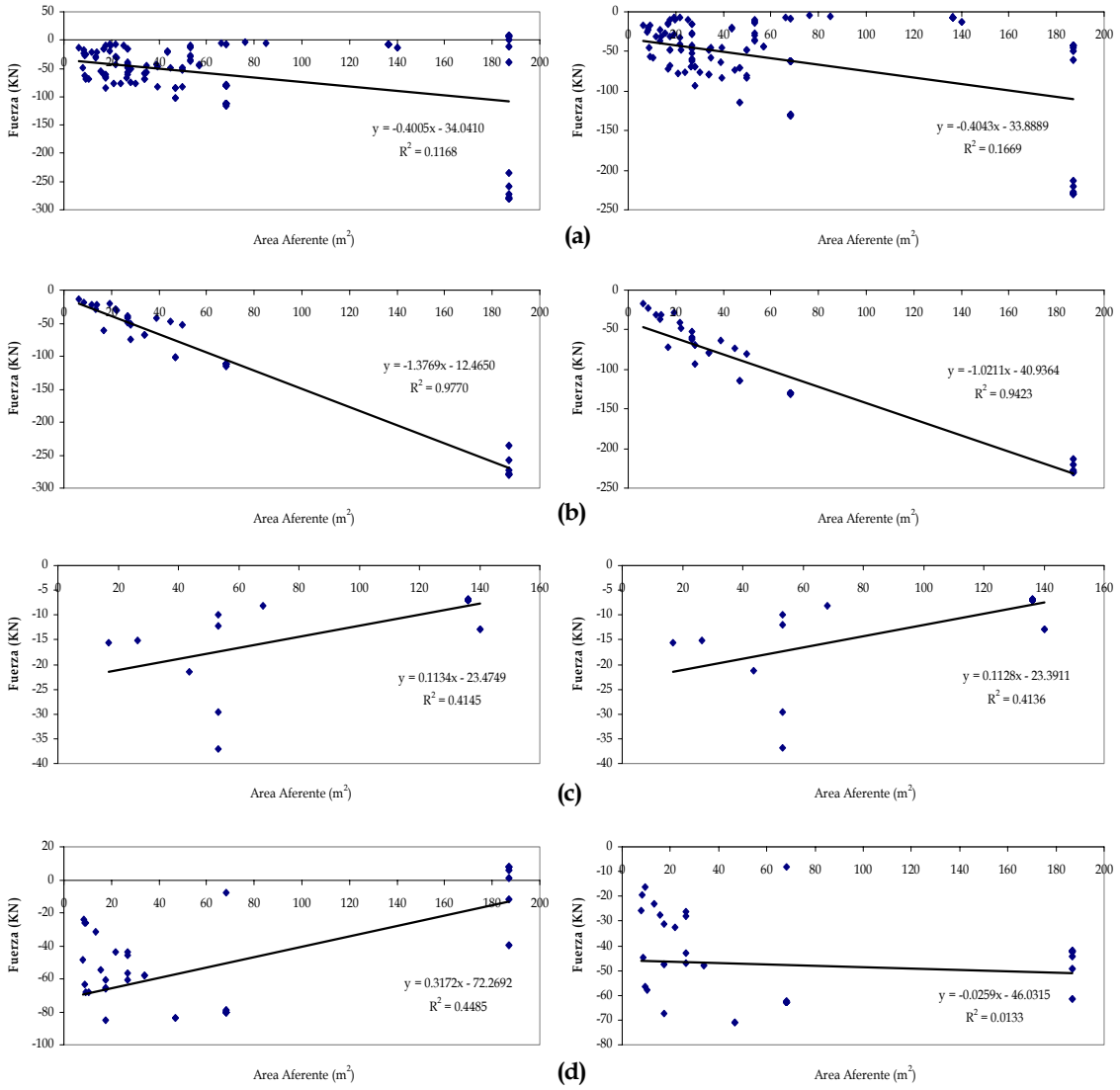



**Figura D - 24. Reacciones horizontales, velocidad de viento 135 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

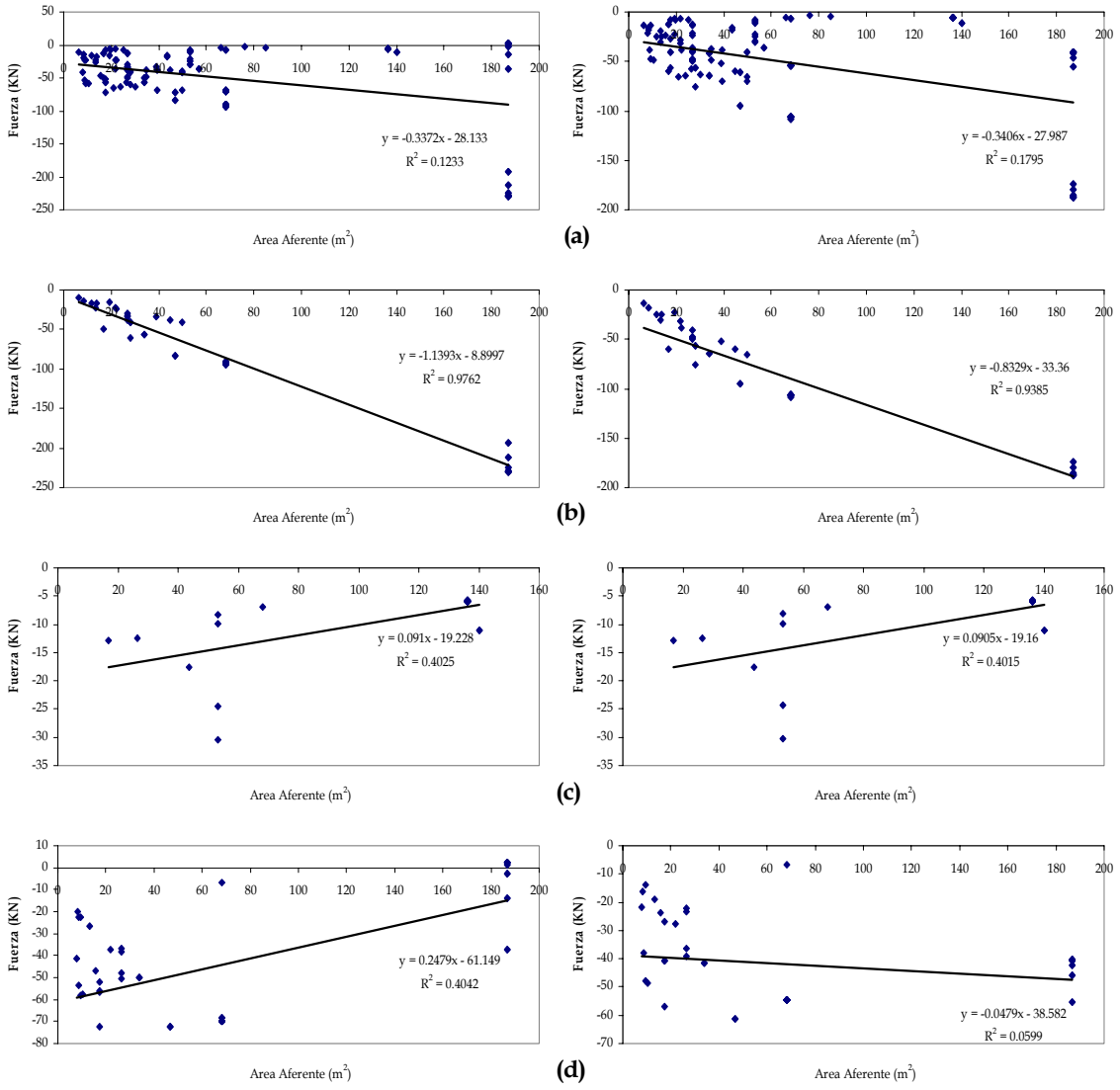



**Figura D - 25. Reacciones horizontales, velocidad de viento 160 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

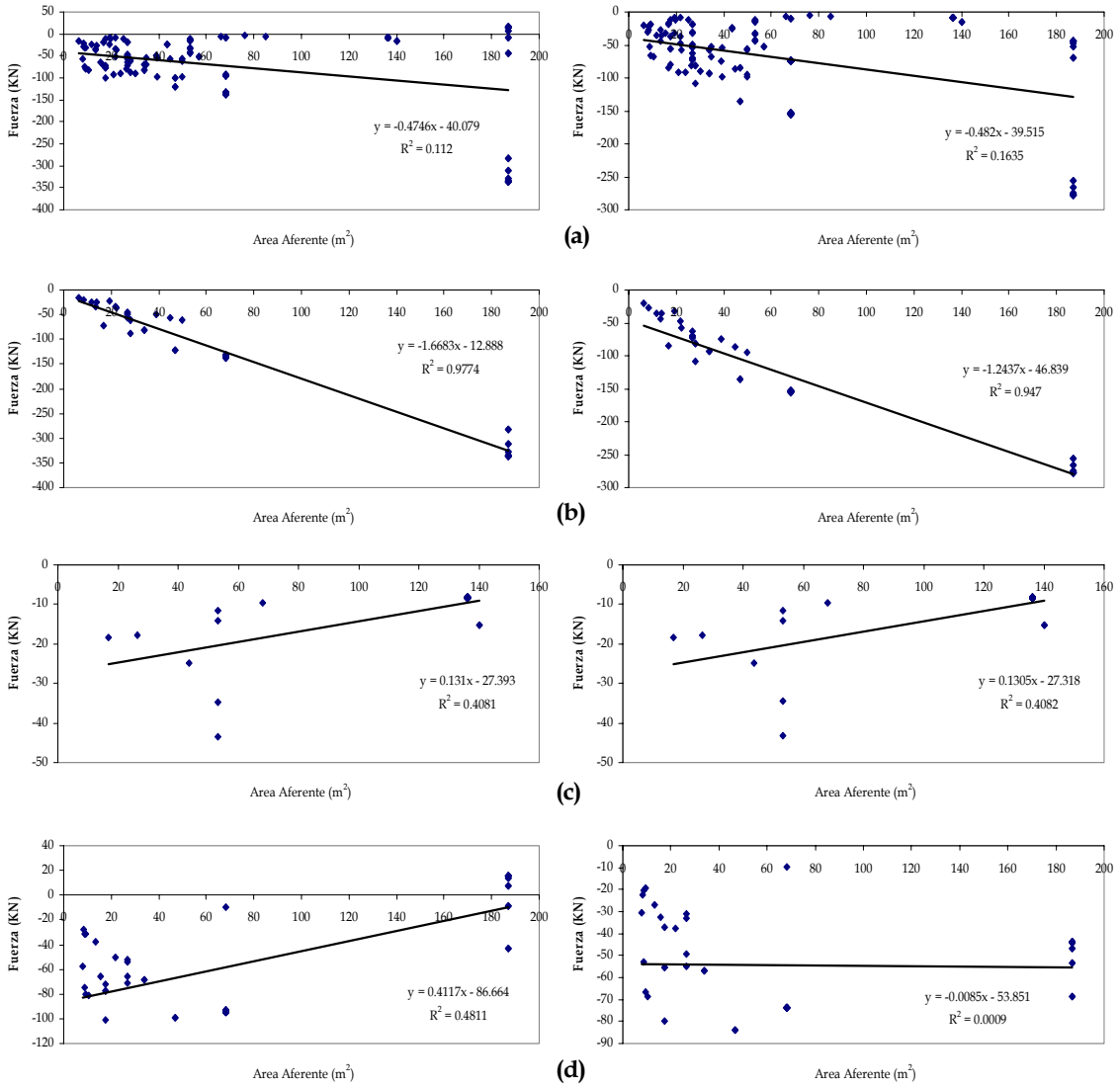



**Figura D - 26. Reacciones horizontales, velocidad de viento 160 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

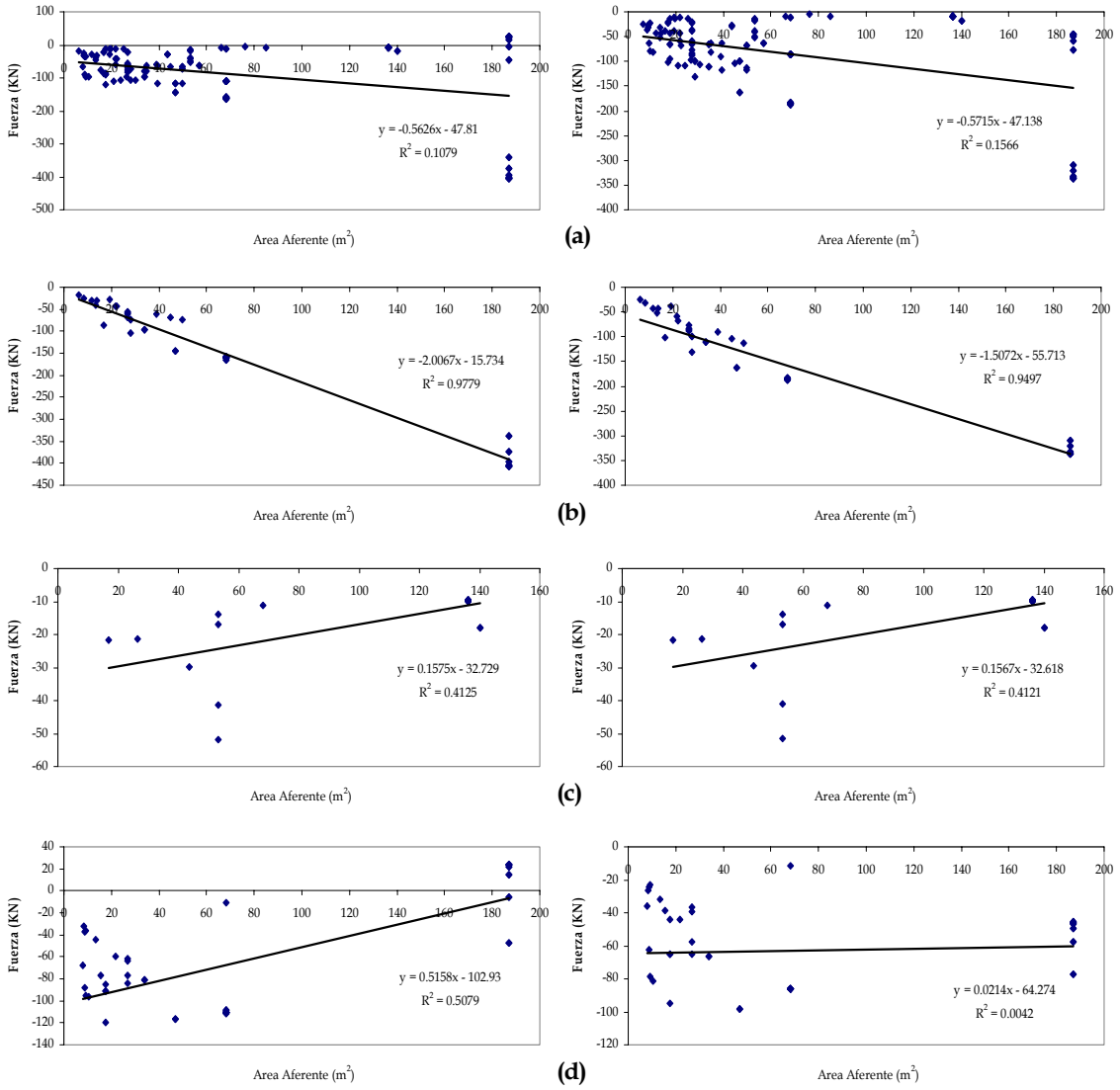



**Figura D - 27. Reacciones horizontales, velocidad de viento 160 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

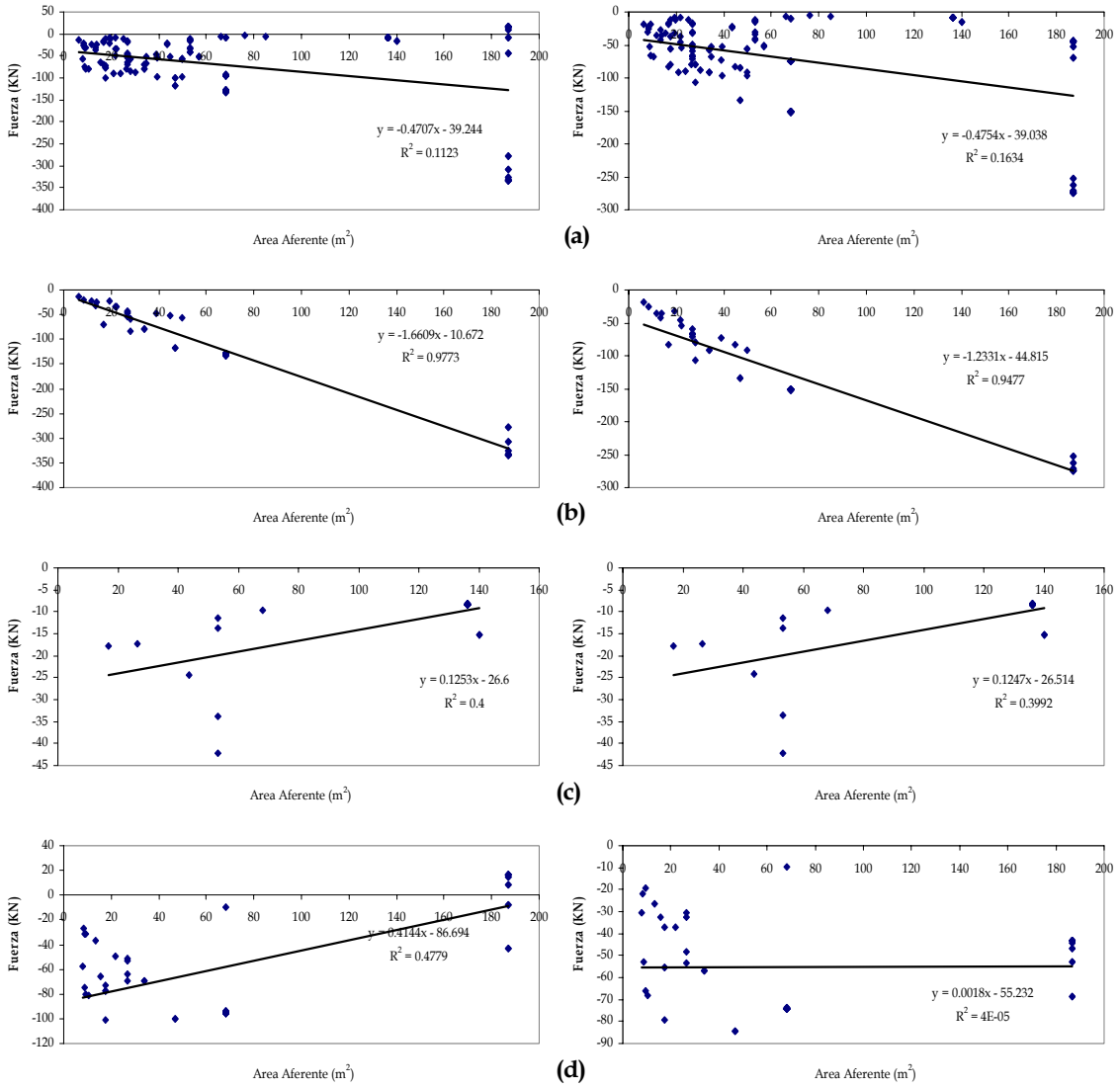



**Figura D - 28. Reacciones horizontales, velocidad de viento 189 mph, exposición B, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

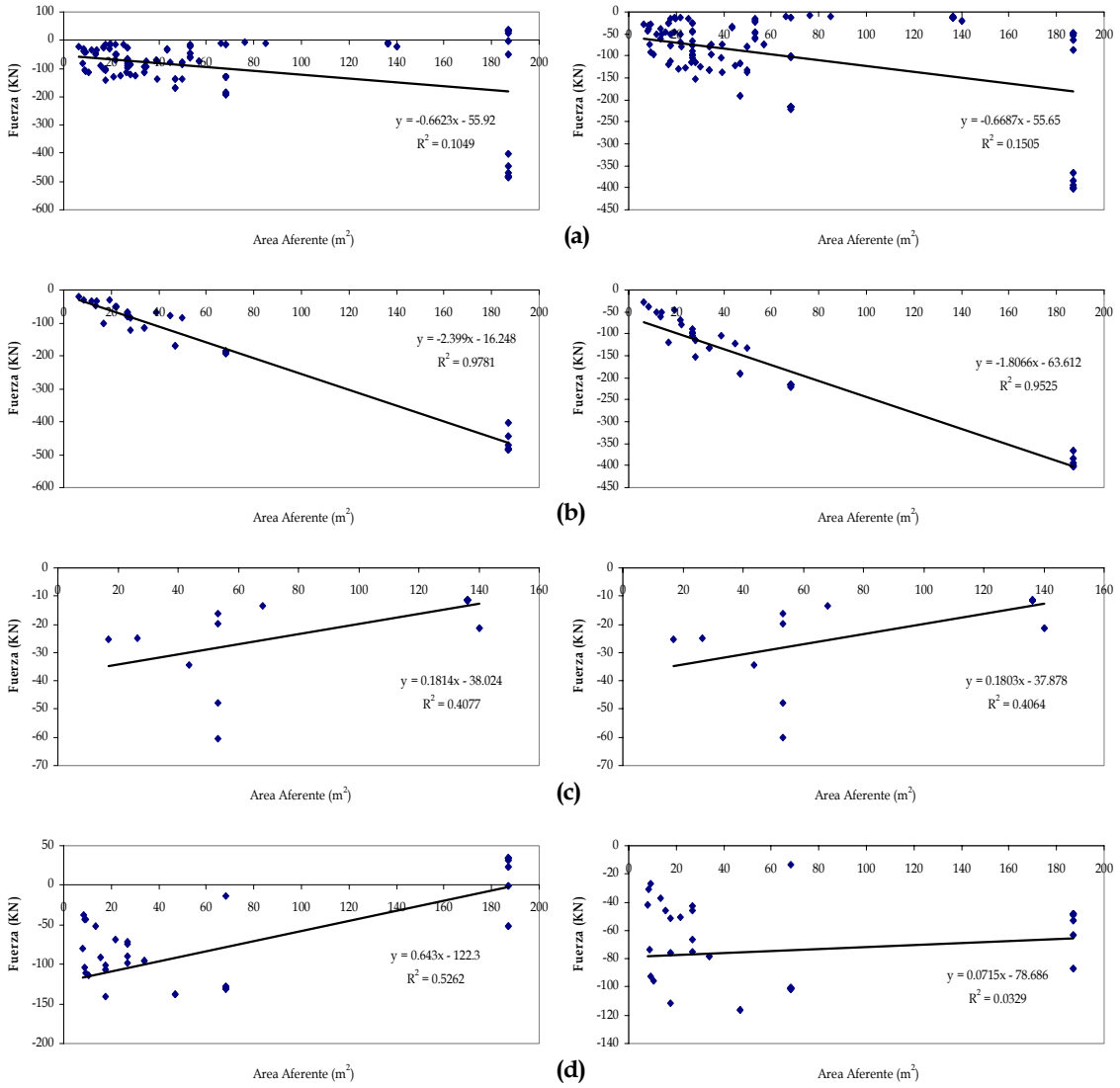



**Figura D - 29. Reacciones horizontales, velocidad de viento 189 mph, exposición C, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**

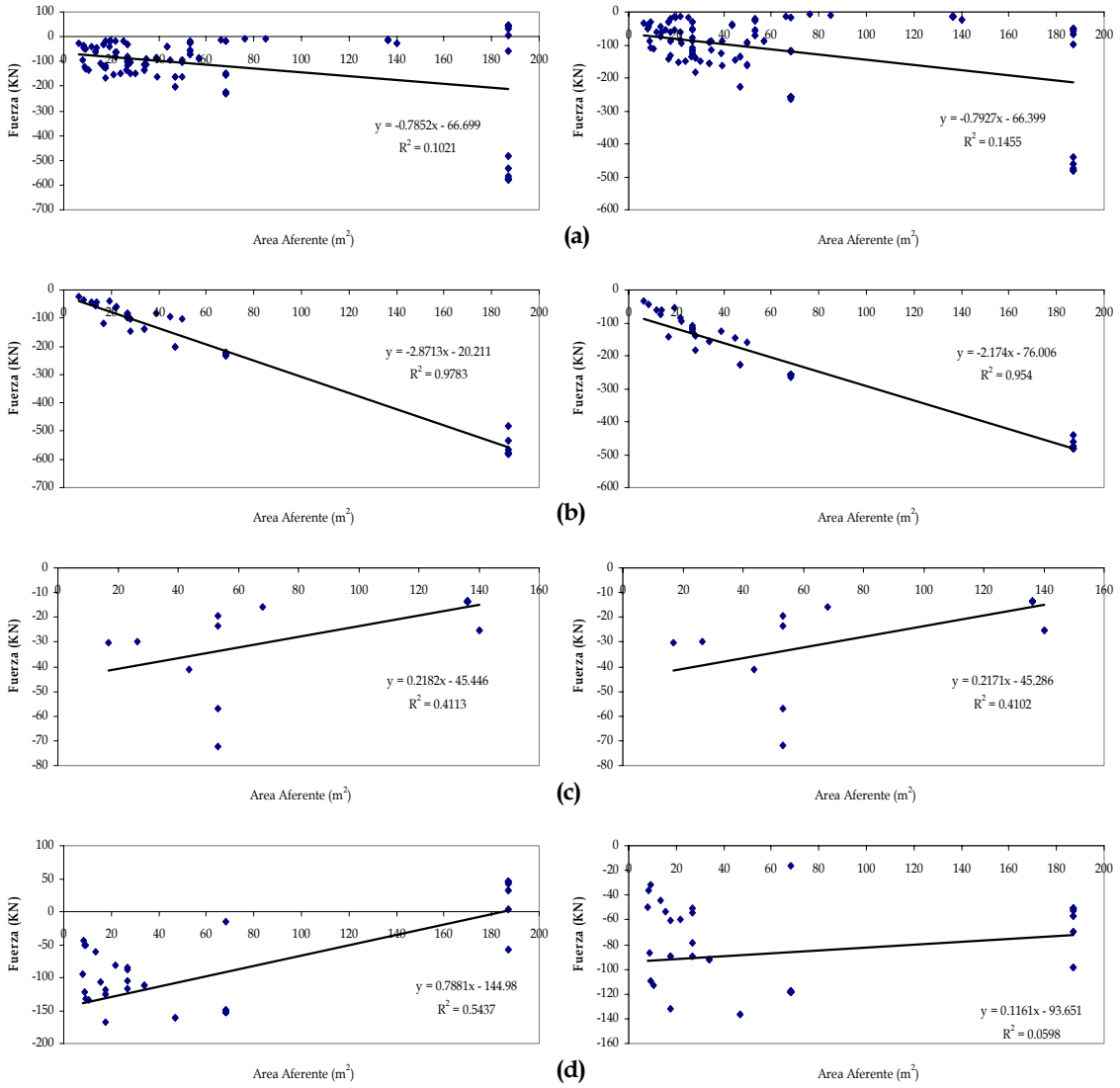



**Figura D - 30. Reacciones horizontales, velocidad de viento 189 mph, exposición D, presión interna positiva (izquierda) y negativa (derecha), columnas con o sin carga intermedia: (a) para todas las localizaciones, (b) en fachada de barlovento, (c) en zona interior 1 y (d) en fachada de sotavento.**