

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DEL ESTADO DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA



**VELOCIDADES DE VIENTO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
DE ACERO UBICADO EN UNA ZONA EÓLICA CON BASE EN RIESGO**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

FERNANDO SÁNCHEZ CORTÉS

DIRECTOR DE TESIS: DR. DAVID DE LEÓN ESCOBEDO

TOLUCA, MÉXICO

DE 2007

AGRADECIMIENTO

A MIS FAMILIARES

Agradezco de antemano a Carlos Molina Garduño, quien en ayuda a mis padres tuve la oportunidad de ingresar, mantenerme y finalizar la carrera. Mi madre estuvo pendiente de mí en todo momento y como olvidar el apoyo moral de mi padre durante mis estudios al igual a mis hermanos que siempre han sido y serán muy importantes en mi vida.

A MIS MAESTROS

Agradezco a mi asesor el Dr. David de León Escobedo quien me apoyo en los momentos que lo requerí y todos los catedráticos que tuve durante mi estancia en la facultad, ya que sin ellos no hubiese sido posible la finalización de la carrera.

A MIS AMIGOS

Agradezco a mis amigos porque en momentos de tensión y presión estuvieron conmigo incondicionalmente.

ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	
HIPÓTESIS, OBJETIVOS Y ALCANCE.	
CAPÍTULO 1	VIENTO Y ESTRUCTURA
1.1	VIENTO
1.2	ESTRUCTURA
CAPÍTULO 2	METODOLOGÍA: PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LAS ACCIONES POR VIENTO, CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL Y OPTIMACIÓN ESTRUCTURAL.
2.1	PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LAS ACCIONES POR VIENTO
2.1.A	Diagrama de flujo del procedimiento para determinar las acciones por viento.
2.1.A.a	Clasificación de la estructura.
2.1.A.b	Determinación de la velocidad de diseño, V_D .
2.1.A.c	Determinación de las presiones, P_z .
2.2	CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL
2.3	OPTIMACIÓN ESTRUCTURAL.
CAPÍTULO 3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD (Describir como un resultado sin detallar procedimiento) SIMPLIFICAR
3.1	ANÁLISIS ESTRUCTURAL
3.1.A	Descripción general.
3.1.B	Planos del condominio.
3.1.C	Aplicación del procedimiento de diseño para determinar las acciones por viento.
3.1.C.a	Determinación de las cargas
-	Especificación de cargas ($C_{VERTICAL}$)
-	Especificación de cargas ($V_{HORIZONTAL}$)
3.1.D.	Análisis de resultados
3.2.	APLICACIÓN DEL ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD
3.2.A	Incertidumbre en la velocidad del viento.
3.2.B	Cálculo de la probabilidad de falla.
3.3	APLICACIÓN DE LA OPTIMACIÓN ESTRUCTURAL
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA	
APÉNDICES	
APÉNDICE A	
DETERMINACIÓN DEL HISTOGRAMA Y POLÍGONO DE FRECUENCIA DE VELOCIDADES MÁXIMAS ANUALES PARA LA CIUDAD DE TAMPICO	

INTRODUCCION

INTRODUCCIÓN

Las manifestaciones del viento son movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre.

Las obras de Ingeniería Civil, con frecuencia, se hallan expuestas a peligros que ponen en riesgo no sólo la inversión económica realizada sino las vidas humanas de los usuarios o de la población cercana. Dado el tamaño de la inversión, y de las consecuencias de una posible falla, en toda obra se justifica la realización de estudios costo-beneficio, edificios y puentes sujetos a vientos se suelen adaptar recomendaciones de otros sitios sin estimar el nivel de riesgo específico para el sitio de la estructura en cuestión, tampoco se ha determinado cuál es el nivel de riesgo aceptable que resulta al equilibrar costos de falla con beneficios de mantener una confiabilidad que garantice condiciones de operación adecuadas por las que se obtiene una utilidad.

El efecto que provoca el viento en las estructuras ha sido motivo de investigación por parte de instituciones como:

- a) La Comisión Federal de Electricidad (CFE) en la edición 1993 del Manual de Diseño de Obras Civiles [3] en su apartado de Manual de Diseño por Viento, presenta velocidades regionales de viento por ciudades para la República Mexicana, considerando las velocidades huracanadas en el mismo.
- b) Instituto de Ingeniería de la UNAM en la edición de 2004 de las Normas Técnicas Complementarias para el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal [8], en su apartado de Diseño por Viento presenta velocidades regionales de viento según la importancia de la construcción y la zonificación eólica únicamente para las delegaciones del Distrito Federal, incluyendo el efecto de ráfaga que corresponde a tomar el valor máximo de la velocidad media durante un intervalo de tres segundos.
- c) División de Estudios de Postgrado e Investigación de la Universidad Autónoma de Tamaulipas en su edición de regionalización eólica en 1991 [6], presenta velocidades regionales de viento exclusivamente para el Estado antes mencionado, considerando las velocidades ciclónicas de la región como velocidades máximas extremas.

Dados los cambios climáticos recientes que se han observado en nuestro país y en el mundo, derivados, entre otras causas, de fenómenos como El niño, La niña, y huracanes como Gilberto, Paulina, Mitch e Isidoro, Catrina y Wilma por nombrar a los más recientes, son ejemplos que recuerdan una imagen muy particular, por los daños severos que ocasionaron. Estos fenómenos presentan características comunes, aunque cada uno muestra rasgos particulares. Siempre se ha asociado a un ciclón con el daño que ocasiona a su paso, traducidas en pérdidas humanas y materiales, principalmente, pero hay que resaltar que también trae beneficios tales como el aumento en precipitación en regiones en donde el desarrollo agrícola depende de la precipitación, así como la recarga de las presas y los cuerpos de agua, vitales para el desarrollo de las poblaciones.

Los registros de la Comisión Nacional del Agua (CNA), revelan que durante los últimos cien años más de 400 huracanes entraron a tierra por la zona costera de los Estados de Baja California Sur, Sinaloa, Michoacán, Guerrero, Quintana Roo y Tamaulipas. Es decir, cada año cerca de cuatro huracanes entran a territorio mexicano, ya sea por el Océano Pacífico, el Golfo de México o el Mar Caribe.

El calentamiento global del planeta puede contribuir en un futuro a un aumento en el número y la intensidad de los huracanes que azotan la zona del Caribe y el sur de los Estados Unidos, aunque los científicos no se ponen de acuerdo aún sobre los efectos concretos de dicho fenómeno.

Estudios recientes sugieren que, debido a la mayor concentración atmosférica de gases del efecto de invernadero, para el 2080 el calentamiento de los mares podría incrementar la intensidad de un huracán normal en medio nivel adicional, en base a la escala Saffir-Simpson*, además la intensidad de la precipitación en un radio de hasta 100 km de distancia del núcleo de la tormenta también podría elevarse hasta cerca del 20% [9].

Los patrones de velocidades máximas se han modificado y han generado daños importantes en zonas costeras. Se requiere, por tanto, de una revisión de las velocidades de diseño y otras especificaciones para mejorar los planes de mitigación y la seguridad de las estructuras.

* Esta escala se basa en la intensidad actual de los huracanes y es utilizada en los países de América del Norte, el Caribe, Centro de América y el norte de Sudamérica.

CATEGORÍA	VIENTOS EN km/h
<i>UNO</i>	119 – 153
<i>DOS</i>	154 – 177
<i>TRES</i>	178 – 209
<i>CUATRO</i>	210 – 249
<i>CINCO</i>	mayor de 250

La vulnerabilidad de la gente a los desastres naturales tiene su relación con el espacio geográfico, al igual que el deterioro ambiental. Sin embargo, existen formulaciones basadas en riesgo para determinar el nivel de seguridad que las construcciones deben tener para hacer frente con éxito a dicha exposición durante la vida útil de las mismas. Dichas formulaciones se basan en establecer el balance costo-beneficio entre los costos de las consecuencias de una falla potencial y el beneficio de mantener operando la instalación en condiciones aceptables de seguridad. Los reglamentos tanto de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) en su publicación de 1993 [3] y de las Normas Técnicas Complementarias para el Distrito Federal en su publicación 2004 [8] establecen sus requisitos de diseño tomando en cuenta lo anterior pero, debido a los cambios que se presentan en los patrones de las acciones naturales, como es en las condiciones meteorológicas de ciertas zonas vulnerables, es necesario realizar ajustes con cierta frecuencia para mitigar el impacto que se observa después de la ocurrencia de fuertes huracanes en nuestro país.

La normatividad orientada al diseño y la evaluación de instalaciones debe basarse en el equilibrio entre seguridad y economía [11] y, dadas las características inciertas de la velocidad del viento,

un enfoque probabilista resulta adecuado para realizar estimaciones realistas del nivel de seguridad ubicado en dicho punto de equilibrio.

Avances recientes en el análisis de riesgo y confiabilidad estructural [2] permiten cuantificar el nivel de seguridad que se requiere para las instalaciones dado el grado de exposición al peligro, en este caso eólico, y dada la vulnerabilidad de las mismas.

Si se considera la naturaleza dinámica de los patrones de comportamiento eólico y el hecho de que dichos patrones están cambiando de modo diferente en las distintas localidades, se puede observar que algunas especificaciones de diseño que se establecieron con patrones antiguos del clima podrían no corresponder al grado de exposición de hoy en día en una cierta zona proclive a experimentar huracanes y se requeriría, en dicho caso, de estudios locales para actualizar las predicciones sobre la velocidad máxima del viento esperada en un cierto periodo.

Cabe resaltar que existe una zona frente a la costa de Tamaulipas, y en la desembocadura del río Bravo, donde en promedio, ocurren velocidades altas de viento máximos sostenidos (del orden de los 110 km/h, equivalente a la categoría de tormenta tropical); esto quiere decir que las poblaciones costeras de Tamaulipas deben tomar medidas adecuadas de prevención y protección principalmente por viento, marea de tormenta y oleaje. Además se tiene otra zona donde las velocidades son mayores a los 200 km/h [14], equivalente a un huracán categoría 3 y que a medida que el ciclón se va adentrando a tierra, su velocidad va disminuyendo debido a los efectos orográficos.

Por lo tanto con lo antes mencionado, y el plan de construcciones que implica el desarrollo costero para el corto y mediano plazo, la necesidad de desarrollar una actualización de velocidades regionales de viento para fines de diseño en este Estado y, en general para los demás Estados de la República Mexicana, queda evidentemente justificada.

HIPÓTESIS,

OBJETIVOS

Y

ALCANCES

HIPÓTESIS

La probabilidad de falla de una estructura típica construida utilizando el criterio de diseño de la CFE [3], es mayor que la que se obtiene al utilizar el criterio de diseño en la presente tesis a causa de la diferencia entre la velocidad de diseño por viento que aquí se propone sobre la base de análisis de riesgo y confiabilidad y la propuesta en la versión actual del manual.

OBJETIVO

Comparar el nivel de seguridad que se obtiene considerando la velocidad regional de viento propuesta por la CFE en su Manual de Diseño de Obras Civiles en su apartado de Diseño por Viento (1993), y el nivel de seguridad correspondiente a la actualización de velocidades regionales de viento específicamente para la ciudad de Tampico, Tamaulipas, propuesta en este trabajo con fundamento en conceptos de riesgo y confiabilidad. En el concepto de riesgo está implícita la relación costo-beneficio.

ALCANCES

- a) presentar la metodología basada en riesgo para evaluar la seguridad de una estructura cuyo diseño está gobernado por cargas de viento y,
- b) mostrar un ejemplo de aplicación de este estudio, para lo cual se diseñará un edificio de acero ubicado en la ciudad de Tampico, Tamaulipas con el fin de establecer cuantitativamente la diferencia en niveles de seguridad utilizando la velocidad de diseño de la norma actual y la aquí es recomendada con base en conceptos de riesgo y confiabilidad.

CAPÍTULO 1

VIENTO

Y

ESTRUCTURA

1.1 VIENTO

Los *vientos* son movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Estos movimientos ocurren constantemente; sin embargo, para el diseño estructural interesan los vientos que tienen velocidades grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por tanto, el viento se trata en el diseño como una *acción accidental* desde el punto de vista de las combinaciones de carga en que interviene y de los factores de carga que se deben adoptar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas locales. Por ejemplo, las costas del Golfo de México son afectadas en el verano y el otoño por huracanes que transitan de Sur a Norte y provocan vientos de muy altas velocidades. Al penetrar estos huracanes tierra adentro, pierden rápidamente su potencia; por tanto, la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades es mucho menor en el interior del país que en las costas.

El flujo del aire no es uniforme: los gradientes de temperatura y la rugosidad de la superficie del terreno causan turbulencias. El modelo más usual para estudios analíticos distinguen un componente estático, o sea aquella parte que puede considerarse que actúa con velocidad media constante durante varios minutos, más una oscilación aleatoria que tiene periodos del orden de algunos segundos y que denomina efecto de *ráfaga*.

En un huracán, u otro fenómeno meteorológico similar, el movimiento de las masas de aire se ve restringido por la fricción con la superficie del terreno, que hace que la velocidad sea nula en contacto con el terreno y crezca con la altura hasta alcanzar la velocidad del flujo no perturbado, llamada *velocidad gradiente*. La rapidez con la que la velocidad crece con la altura y, por tanto, la altura a la que se alcanza la velocidad gradiente, dependen de la rugosidad de la superficie del terreno. Para un terreno muy liso, como en campo abierto con vegetación muy baja, el viento mantiene velocidad muy alta aún muy cerca de la superficie, mientras que en el centro de las ciudades con edificaciones altas, la velocidad disminuye muy rápidamente desde una altura de varias decenas de metros, hasta la superficie del terreno.

Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean en la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de *barlovento*, ejerciendo sobre ella un empuje (**figura 1.1**). En la cara opuesta, de *sotavento*, las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión, la succión del viento en la cara superior produce una fuerza resultante hacia arriba, fuerza llamada de *sustentación*, los dos efectos se suman dando lugar a una *fuerza de arrastre* sobre el objeto. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía de empuje a succión según la geometría del objeto. En una sección como la de la **figura 1.2**, la succión del viento produce una fuerza de sustentación que es importante en el diseño de secciones pequeñas y ligeras como los ángulos que forman las torres y armaduras. Su nombre se deriva de la terminología aeronáutica, ya que esta fuerza de sustentación sobre las alas es la que permite que los aviones se mantengan en el aire.

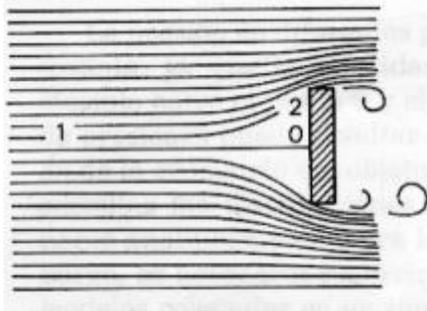


Figura 1.1. Flujo de aires alrededor de una placa.

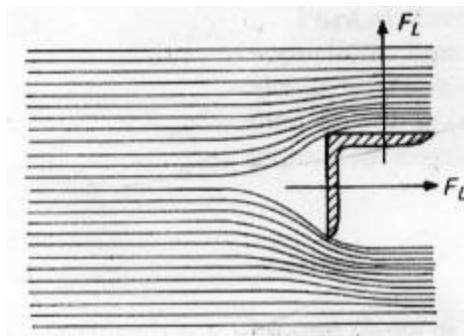


Figura 1.2. Fuerza de arrastre, F_D , y de sustentación, F_L , debidas la viento.

1.2 ESTRUCTURA

La *estructura* es el esqueleto de una construcción. Es el conjunto de componentes estructurales que resisten las fuerzas y acciones a las que está sujeta la construcción.

En el análisis estructural de una estructura deberá revisarse principalmente la seguridad de la misma ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre la superficie de la construcción y que son transmitidas al sistema estructural.

CAPÍTULO 2

METODOLOGÍA:

***+ PROCEDIMIENTO PARA
DETERMINAR LAS
ACCIONES POR VIENTO.***

***+ CONFIABILIDAD
ESTRUCTURAL.***

***+ OPTIMACIÓN
ESTRUCTURAL.***

2.1 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LAS ACCIONES POR VIENTO

En la **figura 2.1** se muestra un diagrama de flujo de pasos a seguir para evaluar las cargas ocasionadas por la acción del viento y que deberán considerarse en el diseño de estructuras resistentes a dicha acción.

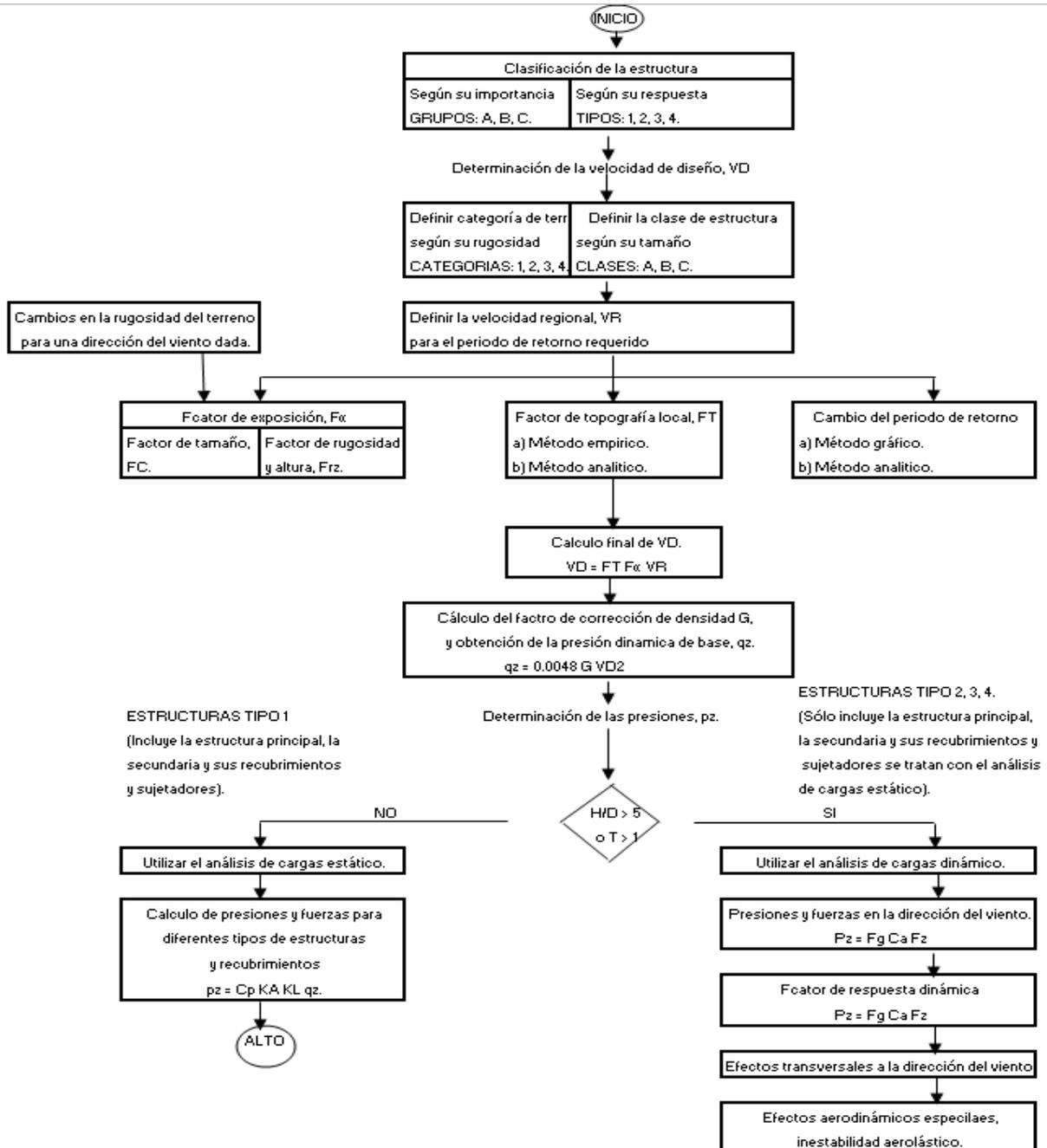


Figura 2.1. Diagrama de flujo del procedimiento para obtener las cargas por viento.

1.- Clasificación de la estructura.

1.1 Clasificación de la estructura según su importancia

Atendiendo al *grado de seguridad* aconsejable para una estructura, las construcciones se clasifican en tres grupos☺(SÓLO MENCIONARLOS SIN INCLUIR LOS DETALLES)

GRUPO A: Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad elevado. En caso de fallar causarían la pérdida de un **número importante de vidas, o perjuicios económicos o culturales excepcionalmente altos**; así como aquéllas cuyo funcionamiento es imprescindible y debe continuar después de la ocurrencia de vientos fuertes tales como los provocados por huracanes.

Ejemplos: Operación de plantas termoeléctricas, hidroeléctricas y nucleares; centrales telefónicas e inmuebles de telecomunicaciones, puentes, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, de rescate y de policía, hospitales; escuelas, estadios, templos y museos; cubiertas y los paraguas que protejan equipo costoso, y las áreas de reunión que puedan alojar a más de doscientas personas, tales como salas de espectáculos, auditorios y centros de convenciones.

GRUPO B: Estructuras para las que se recomienda un grado de seguridad moderado. En caso de fallar, representan un bajo riesgo de pérdida de vidas humanas y que ocasionarían daños materiales de magnitud intermedia.

Ejemplos: Plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas para habitación, viviendas, edificios de apartamentos u oficinas, hoteles, bardas cuya altura sea mayor que 2.5 metros.

GRUPO C: Estructuras para las que se recomienda un bajo grado de seguridad. En caso de fallar no implica graves consecuencias.

Ejemplos: Bodegas provisionales, cimbras, carteles, muros aislados y bardas con altura no mayor que 2.5 metros, recubrimientos, tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas de las construcciones, siempre y cuando no representen un peligro que pueda causar daños corporales o materiales importantes en caso de desprendimiento.

1.2 Clasificación de la estructura según respuesta

(MENCIONAR LOS TIPOS EN GRAL. Y BREVEMENTE)

De acuerdo con su *sensibilidad* ante los efectos de ráfagas del viento y a su correspondiente respuesta dinámica, las construcciones se clasifican en cuatro tipos:

TIPO 1: Estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. La relación de aspecto λ , (definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta), es menor o igual a cinco y cuyo periodo natural de vibración es menor o igual a un segundo.

Ejemplos: Edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, teatros y auditorios,

puentes cortos y viaductos; construcciones cerradas con sistemas de cubierta suficientemente rígidos.

TIPO 2: Estructuras que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas de su sección transversal son especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración (entre 1 y 5 segundos) y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento.

Ejemplos: Edificios con relación de aspecto, λ , mayor que cinco o con periodo fundamental mayor que un segundo; las torres de celosía atirantadas y las auto-soportadas para líneas de transmisión, chimeneas, tanques elevados, antenas, bardas, parapetos, anuncios y, en general, las construcciones que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.

TIPO 3: Estas estructuras presentan oscilaciones importantes transversales al flujo del viento, provocadas por la aparición periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la dirección del viento.

Ejemplos: Construcciones y elementos cilíndricos o prismáticos esbeltos, tales como chimeneas, tuberías exteriores o elevadas, arbotantes para iluminación, postes de distribución y cables de líneas de transmisión.

TIPO 4: Estructuras que por su forma o por lo largo de sus periodos de vibración (periodos naturales mayores que un segundo), presentan problemas aerodinámicos especiales.

Ejemplos: Formas aerodinámicamente inestables como los cables de las líneas de transmisión, las tuberías colgantes y las antenas parabólicas.

2.- Determinación de la velocidad de diseño, V_D .

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

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

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \quad 2.1$$

en donde:

F_T es un factor que depende de la topografía del sitio, adimensional,

F_α factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura, adimensional, y

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

(O MANDAR AL APÉNDICE O QUITARLO)

2.1 Categoría de terreno según su rugosidad

En la **tabla 2.1** se consignan cuatro categorías de terrenos atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante. En la dirección del viento que se este analizando, el terreno inmediato a la estructura deberá presentar la misma rugosidad (categoría), cuando menos en una distancia denominada longitud mínima de desarrollo, la cual se consigna en ésta misma para cada categoría de terreno. Cuando no exista esta longitud mínima, el factor de exposición F_e , deberá modificarse para tomar en cuenta este hecho.

Tabla 2.1 CATEGORIA DEL TERRENO SEGÚN SU RUGOSIDAD

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

2.2 Clase de estructura según su tamaño

La **tabla 2.2** divide a las estructuras y a los elementos que forman parte de ellas en tres clases de acuerdo con su tamaño.

Tabla 2.2 CLASE DE ESTRUCTURA SEGÚN SU TAMAÑO

CLASE	DESCRIPCIÓN
A	Todo elemento de recubrimiento de fachadas, de ventanerías y de techumbres y sus respectivos sujetadores. Todo elemento estructural aislado, expuesto directamente a la acción del viento. Asimismo, todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea menor que 20 metros.
B	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 metros.
C	Todas las construcciones cuya mayor dimensión, ya sea horizontal o vertical, sea mayor que 50 metros.

2.3 Velocidad regional, V_R , para el periodo de retorno requerido.

La velocidad regional del viento, V_R , es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del país.

La importancia de las estructuras dictamina los periodos de recurrencia que deberán considerarse para el diseño por viento; de esta manera, los Grupos A, B y C se asocian con los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, respectivamente.

Las velocidades regionales que se recomiendan en el reglamento de CFE (1993) corresponden a ráfagas de 3 segundos y provienen de un análisis estadístico riguroso de los registros de las velocidades del viento que se tienen en las estaciones meteorológicas del país, el cual se llevó a cabo en el Departamento de Ingeniería Civil del Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Una *variable aleatoria* es aquella cuyo valor no puede ser fijado con precisión en el momento de tomar una decisión. Las probabilidades de que una variable tome diferentes valores están descritas por una función de distribución de probabilidades o función de densidad de probabilidades.

Las variables que no pueden tomar valores negativos, como las que se relacionan con la resistencia, dan lugar, cuando su dispersión es grande, a distribuciones fuertemente asimétricas que se alejan de la normal y que pueden representarse generalmente por una distribución logarítmico-normal (que es tal que el logaritmo de la variable tiene distribución normal). Variables que representan el máximo (o el mínimo) entre un grupo de resultados, como muchas de las que se relacionan con las cargas, tienen distribuciones que se apegan con frecuencias a las de la familia de las llamadas *extremas*.

Con objeto de determinar las velocidades regionales que se señalan en el reglamento de la CFE,

se estudiaron tres funciones de distribución de valores extremos para cada una de las estaciones meteorológicas del país, las cuales se definen de la siguiente manera:

(MENCIONARLOS SIN DETALLAR)

TIPO I

$$F(v) = -\exp\{-\exp[-\psi(v-u)]\} \quad -\alpha \leq v \leq \alpha \quad 2.2$$

TIPO II Función de distribución extrema acotada en la parte superior

$$F(v) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{w-v}{w-u}\right)^k\right] \quad v \leq w, u < w \quad 2.3$$

TIPO III Función de distribución extrema acotada en la parte inferior

$$F(v) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{v-\varepsilon}{u-\varepsilon}\right)^k\right] \quad v \geq \varepsilon, u < \varepsilon \quad 2.4$$

En estas expresiones u , w , k , ψ y ε son parámetros de la función de distribución que se calcula por medio de un ajuste de mínimos cuadrados, y v es la variable por ajustar, que en este caso es la velocidad del viento [3].

Para efectuar el cálculo de las distribuciones, fue necesario crear una base de datos propia para el análisis estadístico de valores extremos; la cual se formó con las velocidades de ráfaga máximas diarias y sus respectivas direcciones. Estos datos se recopilaron principalmente de los registros de cincuenta y siete estaciones meteorológicas del Servicio Meteorológico Nacional. Adicionalmente, para la región del Caribe se utilizó la información proporcionada por el National Meteorological Service de Belice. Además, se consideró en forma aproximada la información de diez ciudades del sur los Estados Unidos de América, la cual se obtuvo de la referencia 20.

Por otra parte, para el análisis estadístico también se tomaron en cuenta los efectos de los huracanes ocurridos en las costas del Golfo de México, del Pacífico y del Caribe, con este fin se llevó a cabo un análisis de probabilidad de las distribuciones de los vientos normales y las de los huracanes. La información de las velocidades y trayectorias de los huracanes se adquirió de la National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) de los Estados Unidos de América.

Actualmente, el Instituto de Investigaciones Eléctricas cuenta ya con una base de datos corregida y depurada. En lo que se refiere a vientos normales, la base de datos abarca el periodo de 1940 a la actualidad, y para vientos debidos a huracanes comprende, en el Golfo de México, el periodo de 1886 a la actualidad, y en el Pacífico de 1949 a la actualidad.

Asimismo, dado que las condiciones de topografía y rugosidad, entre otras, difieren de una estación meteorológica a otra, fue necesario normalizar las velocidades registradas sobre una base común. Debido a lo anterior, la normalización consistió en referir las velocidades del viento a una altura de 10 metros sobre el nivel del terreno y a un sitio libre de obstáculos y con topografía

prácticamente plana, por lo que estas son las características a las que se asocian las velocidades regionales de viento.

A fin de realizar esta normalización se generó otra base de datos con la información necesaria, la cual se refiere a los siguientes puntos en cada estación meteorológica:

- * Identificación numérica del observatorio y coordenadas.
- * Fechas correspondientes a las diferentes localizaciones de la estación.
- * Fechas de cambio del equipo de medición.
- * Fechas de inicio, de paro y de término, en su caso, de la operación del equipo.
- * Altura del anemógrafo sobre el nivel del terreno.
- * Coeficientes que establecen las variaciones en la rugosidad del terreno en los alrededores de la estación tales como la presencia de bardas, edificios, árboles y vegetación que obstruyan el flujo del viento, y
- * Coeficientes que estiman el tipo de topografía del sitio.

2.4 Factor de topografía local, F_T .

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura.

En la **tabla 2.3** se muestran los valores que se recomiendan con base en la experiencia para el factor de topografía, de acuerdo con las características topográficas del sitio.

En casos críticos, este factor puede obtenerse utilizando alguno de los siguientes procedimientos:

- 1) Experimentos a escala en túneles de viento.
- 2) Mediciones realizadas directamente en el sitio.
- 3) Empleo de ecuaciones basadas en ensayos experimentales.

Tabla 2.3 FACTOR DE TOPOGRAFÍA LOCAL, F_T

SITIOS	TOPOGRAFÍA	F_T
PROTEGIDOS	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.8
	Valles cerrados.	0.9
NORMALES	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%.	1.0
EXPUESTOS	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.1
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas, etc.	1.2

2.5 Factor de exposición, F_{α} .

El coeficiente F_{α} refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura Z . Considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición.

El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{\alpha} = F_C F_{RZ} \quad 2.2$$

en donde:

F_C es el factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, adimensional, F_{RZ} el factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z en función de la rugosidad del terreno de los alrededores, adimensional.

2.5.1 Factor de tamaño, F_C .

El factor de tamaño, F_C , es el que toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas.

Considerando la clasificación de las estructuras según su tamaño, este factor puede determinarse de acuerdo con la **tabla 2.4**.

Tabla 2.4 FACTOR DE TAMAÑO, F_C

CLASE DE ESTRUCTURA	F_C
A	1.0
B	0.95
C	0.90

2.5.2 Factor de rugosidad y altura, F_{RZ} .

El factor de rugosidad y altura, F_{RZ} , establece la variación de velocidad del viento con la altura Z . Dicha variación esta en función de categorías del terreno y del tamaño de construcción.

Se obtiene de acuerdo con las expresiones siguientes:

$$F_{RZ} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{si } Z \leq 10 \text{ m} \quad 2.5$$

$$F_{RZ} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{si } 10 \text{ m} < Z < \delta \quad 2.6$$

$$F_{RZ} = 1.56 \quad \text{si } Z \geq \delta \quad 2.7$$

en donde:

δ es la altura, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante; a esta altura se le conoce como altura gradiente; δ y Z están dadas en metros, y α el exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura y es adimensional.

Los coeficientes α y δ están en función de la rugosidad del terreno y del tamaño de la construcción. En la **tabla 2.5** se consignan los valores que se aconsejan para estos coeficientes.

Tabla 2.5 VALORES DE α y δ

CATEGORÍA DE TERRENO	α			δ (m)
	CLASE DE ESTRUCTURA			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

3.- Determinación de las presiones, P_z .

A fin de evaluar las fuerzas provocadas por la acción del viento, se proponen principalmente dos procedimientos. El primero, referido como análisis estático, se emplea cuando se trata de estructuras o elementos estructurales suficientemente rígidos, que no sean sensibles a los efectos dinámicos del viento. En caso contrario, deberá utilizarse el segundo procedimiento llamado análisis dinámico, en el cual se afirma que una construcción o elemento estructural es sensible a los efectos dinámicos del viento cuando se presentan fuerzas importantes provenientes de la interacción dinámica entre el viento y la estructura.

Un tercer procedimiento para evaluar la acción del viento sobre las construcciones consiste en llevar a cabo pruebas experimentales de modelos en túnel de viento. Estas pruebas deben realizarse cuando se desee conocer la respuesta dinámica de estructuras cuya geometría sea marcadamente diferente de las formas comunes para las cuales existe información disponible en los reglamentos o en la literatura. También se aconseja cuando es necesario calcular coeficientes de presión para diseñar recubrimientos de estructuras que tengan una forma poco común.

La presión actuante sobre una construcción determinada, p_z , en kg/m^2 , se obtiene tomando en cuenta principalmente su forma y está dada, de manera general, por la ecuación:

$$P_z = C_p q_z \quad 2.8$$

en donde el coeficiente C_p se denomina coeficiente de presión, adimensional y q_z presión dinámica base.

3.1 Coeficientes de empuje, C_p .

Los coeficientes de empuje especificados por el RDF-76 para un edificio de paredes cerradas y techos inclinados, se muestran en la **figura 2.3**.

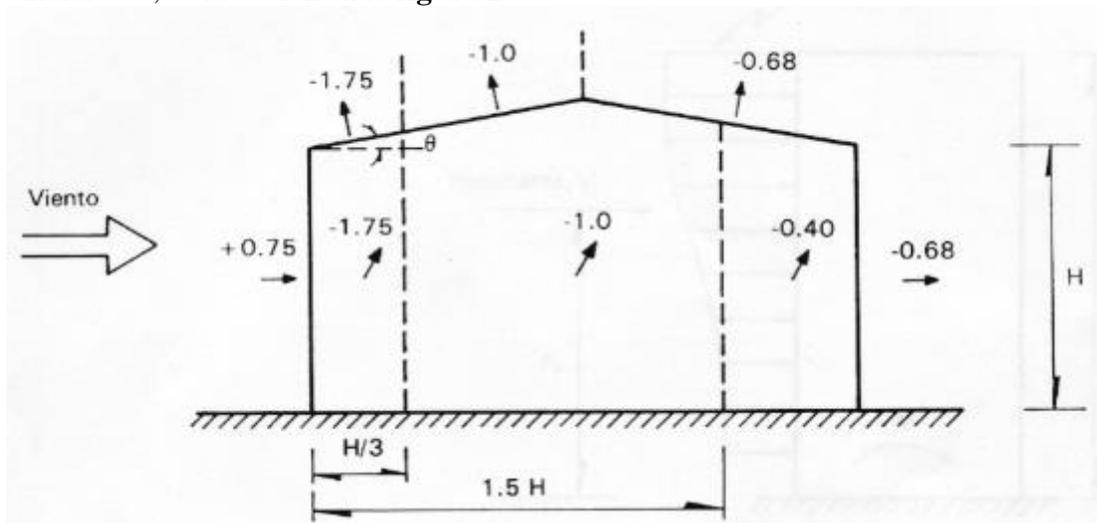


Figura 2.3. Coeficientes de empuje en edificios.

3.2 Presión dinámica base, q_z .

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo, genera presiones sobre su superficie que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él se denomina comúnmente *presión dinámica de base* y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048GV^2_D \quad 2.9$$

en donde:

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

V_D la velocidad de diseño, y

q_z la presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en kg/m^2 .

El factor de 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor de G se obtiene de la expresión:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad 2.10$$

en donde:

Ω es la presión barométrica, en mm de Hg, y
 τ la temperatura ambiental en °C.

(PONER LOS VALORS UTILIZADOS Y EL RESTO AL APÉNDICE)

En la **tabla C.6** se presenta la relación entre los valores de la altitud, h_m , en metros sobre el nivel del mar (msnm), y la presión, barométrica, Ω .

Tabla 2.6 RELACION ENTRE LA ALTITUD Y LA PRESION BAROMETRICA

ALTITUD (msnm)	PRESIÓN BAROMETRICA (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

Tabla 2.7 UBICACIÓN, ALTITUD Y TEMPERATURA MEDIA ANUAL DE TAMAULIPAS

CIUDAD	NUMERO DE OBSERVACIONES	LONGITUD	LATITUD	ASN (m)	TEMPERATUR A MEDIA ANUAL (°C)
Tampico, Tamps.	28110	97.85	22.2	12	24.3

2.2 CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Si todas las variables que intervienen en el diseño fueran deterministas, o sea si su valor pudiera predecirse con absoluta precisión, para lograr la seguridad deseada para la estructura bastaría diseñarla para que su resistencia ante todos los posibles estado limites de falla fuera ligeramente superior a la acción correspondiente. En la realidad existen incertidumbres en todo el proceso de diseño que hacen que no pueda fijarse con precisión, en la etapa de proyecto, el valor de ninguna de las variables que intervienen en la resistencia y en los efectos de las acciones.

Por muy conservador que sea el diseño, siempre habrá una probabilidad mayor que cero de que la acción máxima que se vaya a presentar en la vida útil exceda a la resistencia para algún estado

límite de falla. El diseño debe procurar que esta probabilidad sea muy pequeña dentro de los límites que permite la economía.

El tratamiento de estos problemas que se refieren a la seguridad en condiciones de incertidumbre se denomina *confiabilidad estructural* y conlleva necesariamente el empleo de la teoría de las probabilidades.

El formato usado para desarrollar los criterios de diseño por el factor de carga y resistencia es debido a Cornell [4], y se explica a continuación:

La seguridad estructural es función de la resistencia, R, de la estructura y de los efectos de la carga Q, actuando en ella. R y Q son variables aleatorias. La **figura G.3.a** es un ejemplo de la definición de seguridad, donde se muestra la distribución de frecuencias de la variable aleatoria de R-Q, llamada *margen de seguridad y la supervivencia* se indica por $R-Q > 0$. La probabilidad de falla P_F de un elemento estructural, conforme a la representación de la **figura G.3.a**, es igual a:

$$P_F = P[(R - Q) < 0] \quad G.7$$

Una representación equivalente de seguridad estructural se muestra en la **figura G.3.b**, donde se da la distribución de probabilidades de $\ln(R/Q)$. En este caso la probabilidad de falla es:

$$P_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) < 0\right] \quad G.8$$

El formato conforme a la **figura G.3.b**, es el adoptado para desarrollar el criterio LRFD.

(ESTO NO)

Si se introduce una “variable estandarizada” U:

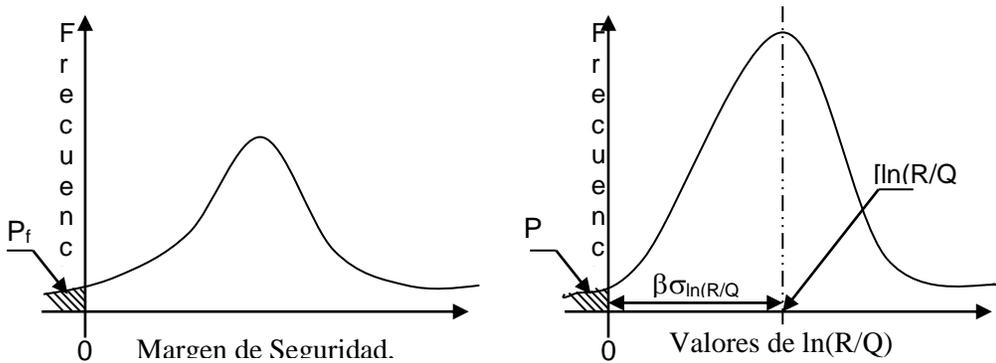
$$U = \frac{\ln\left(\frac{R}{Q}\right) - \left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right)\right]_n}{\sigma_{\ln(R/Q)}} \quad G.9$$

en donde $[\ln(R/Q)]_n$ y $\sigma_{\ln(R/Q)}$ son la media y la desviación estándar del logaritmo natural de la relación (R/Q), luego, de

$$P_F = P\left[\ln\left(\frac{R}{Q}\right) < 0\right] \quad G.10$$

$$= P \left\{ U < - \frac{\left[\ln \left(\frac{R}{Q} \right) \right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} \right\} = F_U \left\{ - \frac{\left[\ln \left(\frac{R}{Q} \right) \right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}} \right\}$$

Donde F_U es la función de distribución acumulada de la variable estandarizada U .



a) Modelo Probabilística

b) Definición de índice de confiabilidad

Figura G.3 Definición de seguridad estructural.

La cantidad $[\ln(R/Q)]_m / \sigma_{\ln(R/Q)}$ define la confiabilidad del elemento, por lo que es llamado “índice de seguridad” β . Si se conociera la distribución de probabilidades de (R/Q) , β indicaría directamente un valor de probabilidad de falla. En la práctica, la distribución de probabilidades de R/Q es desconocida y sólo pueden estimarse los dos momentos estadísticos de R y Q . En el método de diseño probabilístico de primer orden usado aquí, β es solo una medida relativa de confiabilidad; un valor constante de β fija efectivamente la confiabilidad como una constante para todos los elementos estructurales similares.

La expresión para el índice de seguridad β , de la expresión anterior,

$$\beta = \frac{\left[\ln \frac{R}{Q} \right]_m}{\sigma_{\ln(R/Q)}}$$

G.11

puede simplificarse usando teoría de probabilidad de primer orden, en

$$\beta = \frac{\ln\left(\frac{R_m}{Q_m}\right)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad \text{G.12}$$

donde R_m y Q_m son los valores medios de la resistencia y el efecto de la carga, y V_R y V_Q son los coeficientes de variación correspondientes. La ecuación anterior puede expresarse como un criterio de diseño probabilístico de primer orden,

$$R_m \geq \theta Q_m \quad \text{G.13}$$

donde, θ , el factor de seguridad central, está dado por

$$\theta = \exp\left(\beta \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}\right) \quad \text{G.14}$$

Puede observarse que el factor de seguridad central combina la incertidumbre en la resistencia y los efectos de la carga. Sería ventajoso si el factor de seguridad central θ pudiera separarse en factores, de forma que los factores de resistencia para diferentes elementos estructurales (vigas, columnas) pudiera determinarse en forma independiente de las incertidumbres en las cargas, una vez que el índice de seguridad es seleccionado, y que los factores de carga en diferentes tipos de carga pudieran ser evaluados independientemente de otros y del tipo de elemento estructural. Empleando la aproximación lineal al término cuadrático propuesto por Lind [10], el criterio de diseño puede escribirse como:

$$\exp\left(-\bar{\alpha} \beta V_R\right) R_m \geq \exp\left(\bar{\alpha} \beta V_Q\right) Q_m \quad \text{G.15}$$

Donde $\bar{\alpha}$ es una constante numérica igual a 0.75.

Teorema de probabilidad total

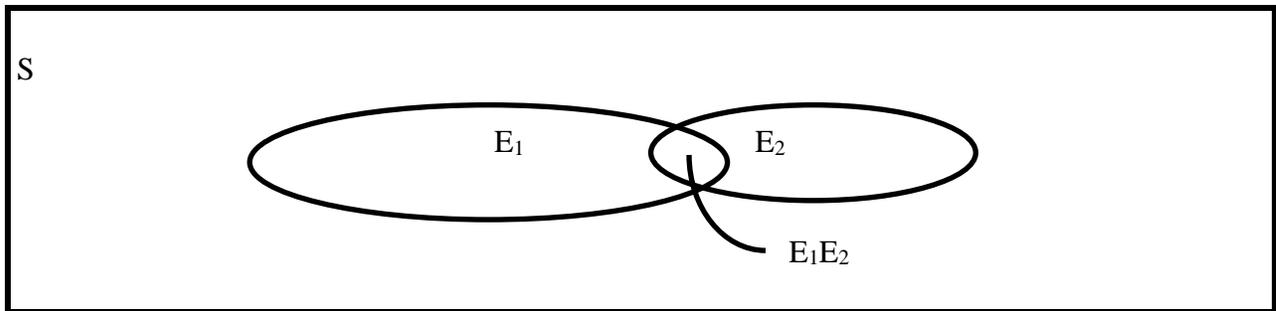


Figura G.4 Espacio muestral reconstituido E2.

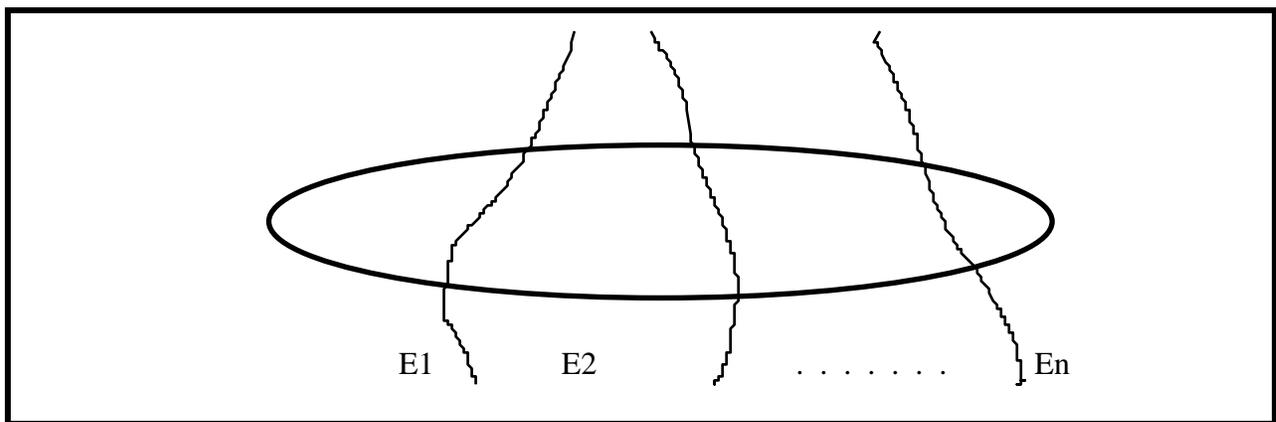


Figura G.5 Diagrama de Venn con eventos A y E1, E2, ..., En.

$$P(A) = P(A | E1) P(E1) + \dots + P(A | En) P(En) \quad G.16$$

Si A ocurre simultáneamente con otros eventos E_i , la probabilidad de A dependerá de cuáles eventos ocurran de los E_i . En tal caso, la probabilidad de A será un promedio de probabilidades pesadas con las probabilidades de los eventos E_i .

A la probabilidad de que la estructura no falle, $1 - P_F$, se llama *confiabilidad* de la estructura y el término confiabilidad estructural se ha adoptado para indicar el estudio con bases probabilistas de la seguridad de las estructuras, el cual lleva a la determinación racional de los factores de seguridad que deben adoptarse en el diseño.

Dadas las incertidumbres presentes en la velocidad del viento, la seguridad del edificio debe ser analizada mediante técnicas que incluyan de manera explícita dichas incertidumbres. Más aún, la medida del riesgo del edificio, que es importante para decisiones sobre inspección, mantenimiento y reparación, requiere del cálculo de la confiabilidad y de los costos inherentes a las consecuencias de falla del mismo.

La probabilidad de falla se calcula como:

$$P_f = E\{G\}/\sigma_G \quad 3.11$$

donde G es el estado límite para la sección crítica:

$$G = 1 - \{P_a/P_r + M_a/M_r\} \quad 3.12$$

Y P_a , P_r , M_a y M_r son la fuerza axial aplicada, la capacidad axial, el momento aplicado y la capacidad de momento, respectivamente en la sección crítica. La falla se define conservadoramente como el evento donde la relación de interacción en flexo-compresión excede uno en la sección más crítica.

2.3 OPTIMACIÓN ESTRUCTURAL

¿Cuál es el nivel de seguridad adecuado? Si se ha aceptado que, cualquiera sea el factor de seguridad que se adopte, siempre existirá una probabilidad de falla finita para la estructura, y si se reconoce que un incremento en el factor de seguridad lleva siempre aparejado un aumento en el costo de la estructura, se deduce que la selección de un nivel de seguridad apropiado se trata de un problema de optimación, o sea que se debe buscar el factor de seguridad óptimo que equilibra la seguridad de la estructura con su costo. Para plantear el problema correctamente es necesario definir una función objetivo, la cual se pretende optimizar. El planteamiento más sólido es el que consiste en hacer mínimo el costo total de la obra, C_T , pero incluyendo en él una medida de los costos de consecuencias del daño probable causado por las posibles fallas que puedan ocurrir en la vida útil del edificio.

De una manera simplista la función objetivo se puede hacer igual a la suma del costo de la estructura, C_o , más el costo, D , de las consecuencias de la falla en caso de que rebase el estado límite en cuestión, multiplicado por la probabilidad de que se rebase dicho estado límite, o probabilidad de falla, P_F . El costo total se expresa por tanto como

$$C_T = C_o + D \times P_F \quad 3.15$$

El término $D \times P_F$ representa el valor esperado de los daños a la posible falla y disminuye al crecer el factor de seguridad que se adopta en el diseño. Debido a que las colas de las distribuciones de probabilidades tienen ordenadas que disminuyen en forma exponencial a medida que la variable se aleja de la media, la probabilidad de falla decrecerá también en forma exponencial al aumentar el factor de seguridad, de la manera que se representa cualitativamente en la **figura 3.8**.

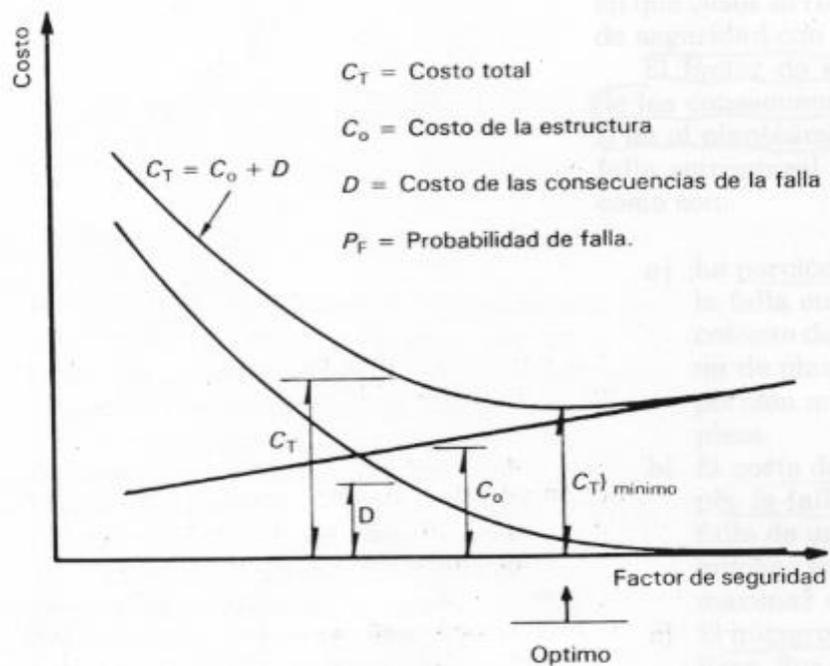


Figura 3.8 Representación del problema de optimación de la seguridad.

El costo de la estructura por otra parte crecerá a medida que se aumente el factor de seguridad adoptado en el diseño, ya que esto implicará mayores dimensiones de los elementos estructurales o la adición de nuevos miembros a la estructura. De los estudios que se han hecho para verificar el costo de las estructuras diseñadas con diferentes factores de seguridad se ha encontrado que la relación costo-factor de seguridad es aproximadamente lineal, en la forma que se presenta en la **figura 3.8**. La suma de los términos proporciona el costo total para el cual puede identificarse un mínimo, sea matemáticamente o de manera gráfica como en la **figura 3.8**. Este mínimo define el factor de seguridad óptimo que debería emplearse en el diseño.

El planteamiento cuantitativo del problema anterior para un caso particular se enfrenta a dificultades para asignar valores específicos a las variables en juego. En especial los relacionados con el término $D \times P_F$. El cálculo de la probabilidad de falla resulta, como se ha dicho, prácticamente imposible de realizar en forma exacta para los sistemas complejos que constituyen las estructuras reales, pero se realizan aproximaciones y suposiciones razonables. El costo de las consecuencias de la falla debe incluir aspectos que resultan muy difíciles de representar en términos monetarios precisos, como la pérdida de prestigio de los proyectistas, constructores y propietarios y como los daños a la salud de los ocupantes. Sin embargo, aunque no se pretenda dar valores cuantitativos a los parámetros que definen los factores que interviene en la ecuación de costo total, es importante visualizar de esta manera el problema para evaluar en qué casos se requiere incrementar o disminuir los factores de seguridad con respecto a los usuales. Tal es el caso de ajustes en normas, como el que se propone en la velocidad de diseño por viento, que se plantea, en la presente tesis.

El factor de seguridad óptimo depende primeramente de las consecuencias de la falla,³²

medidas por el parámetro D en el planteamiento adoptado. Las consecuencias de una falla estructural dependen de un buen número de factores como son:

- a) La porción de la estructura afectada por la falla.
- b) El costo de lo que puede dañarse en la construcción por la falla en cuestión.
- c) El número de personas cuya seguridad se pone en peligro.
- d) Las consecuencias de la interrupción del servicio que proporciona la construcción.
- e) La forma de falla en cuanto a si ésta es frágil o dúctil

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS

ESTRUCTURAL Y

ANÁLISIS DE

CONFIABILIDAD

3.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El cálculo de la estructura de un edificio es un proceso secuencial, integrado fundamentalmente por dos elementos de gran importancia: *el análisis y el dimensionamiento estructural*.

(REDUCIR)

3.a. DESCRIPCION GENERAL

El cálculo del edificio se conforma de los siguientes pasos:

- * Definir la estructura del edificio (modelo estructural).
- * Determinación de cargas (de acuerdo a los materiales usados y la geometría del sistema estructural).
- * Determinación de cargas accidentales.
- * Combinación de cargas máximas y accidentales.
- * Selección de la situación más desfavorable.
- * Obtención de elementos mecánicos del edificio (análisis estructural).
- * Diseño de losas.
- * Diseño de traveses y columnas.
- * Diseño de la cimentación.
- * Diseño de elementos especiales, tales como escaleras, elevador, traveses a torsión, etc.

Los elementos estructurales se calculan bajo los siguientes esfuerzos:

- a) las losas se calcularán a flexión y cortante;
- b) las traveses a flexión, cortante y en algunos casos a torsión;
- c) las columnas a flexo compresión;
- d) las zapatas a flexión y cortante;
- e) las escaleras pueden trabajar a flexión cortante y en el caso de rampas con planta curva tendrá que analizarse a torsión; si hay muros de sostenimiento, estos se calculan a flexión cortante.

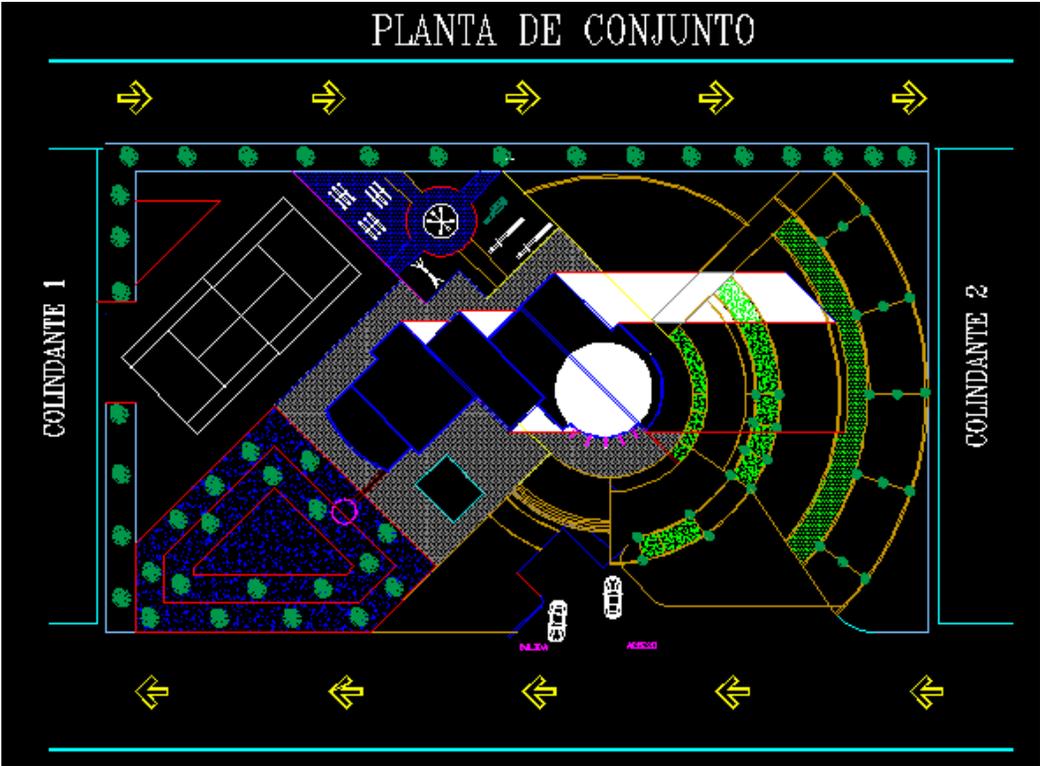
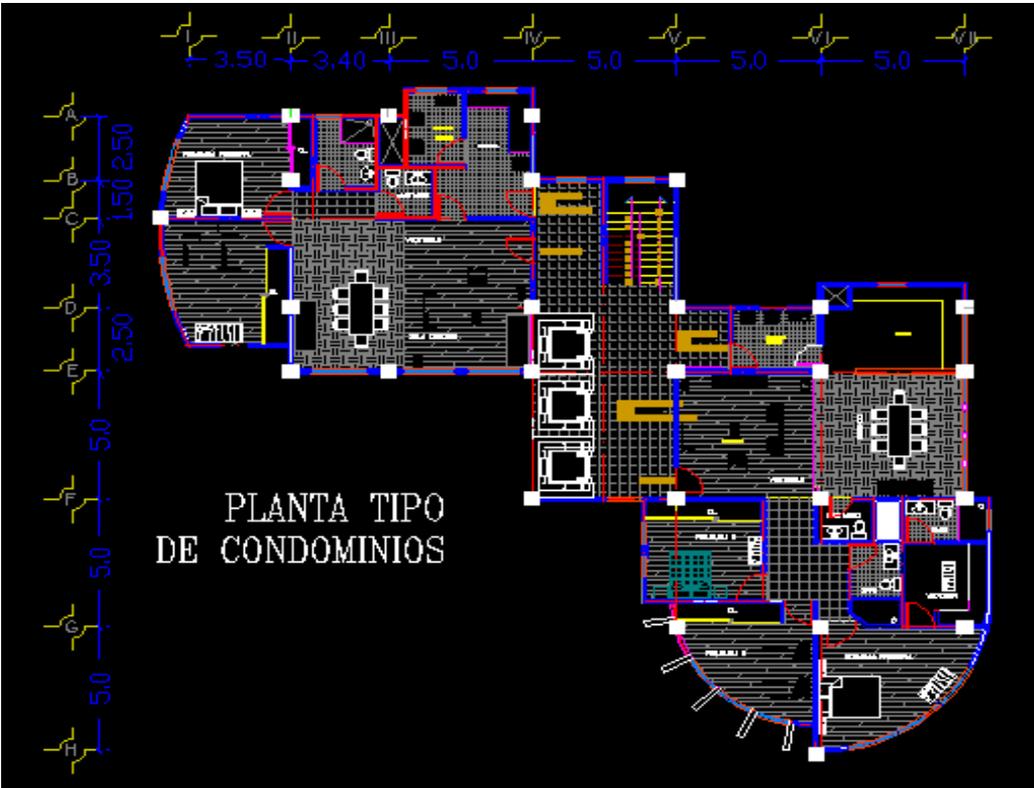
En la presente tesis se analizará únicamente el sistema estructural, es decir se aplicarán los resultados de las acciones debidas al viento en el análisis estructural de un edificio y se realizará la revisión de las secciones de los elementos estructurales afectados por la fuerza de viento.

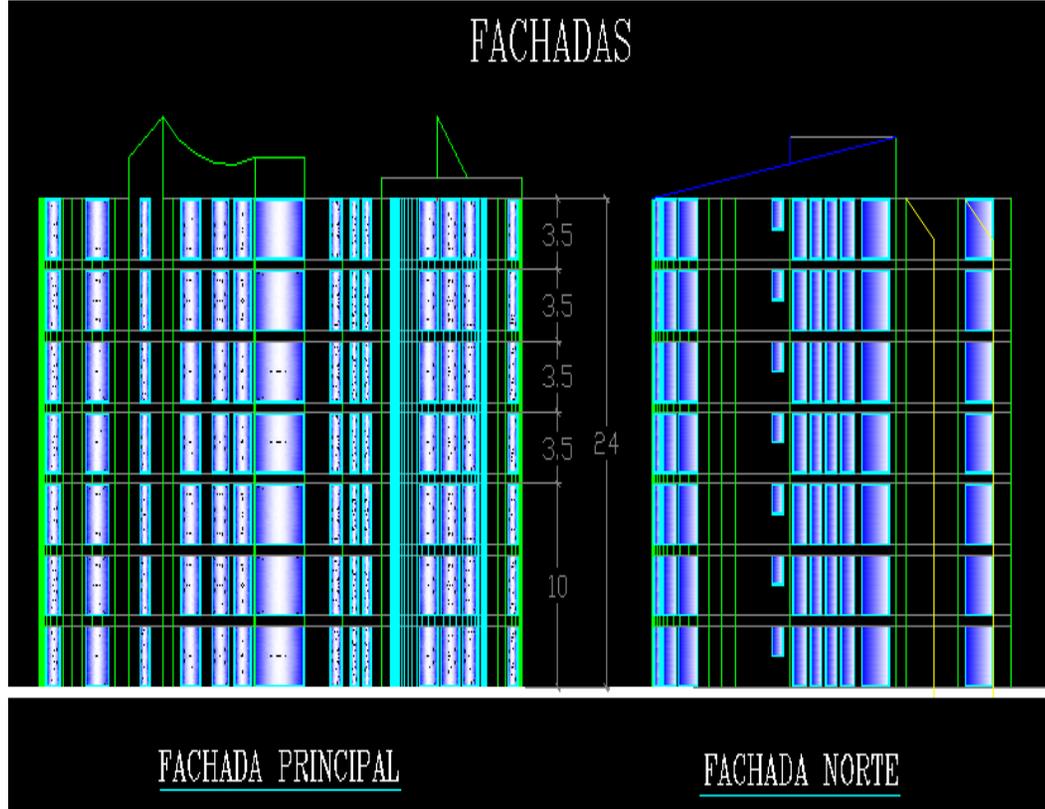
El edificio estará situado cerca de la línea de costa en la playa “Miramar” en Ciudad Madero, Tamaulipas, la edificación albergará departamentos habitacionales llamados “**Condominios Mar**”.

El edificio está estructurado a base de marcos de acero, muros divisorios y fachadas de mampostería y losas de concreto apoyadas perimetralmente, con una altura de 24 m en 7 niveles.

Su localización y altura, corresponde a las condiciones más desfavorables en cuanto a la velocidad del viento y la altura de la estructura.

3.b PLANOS DEL CONDOMINIO





3.1. APLICACIÓN DEL PROCEDIMIENTO PARA DETERMINACIÓN DE LAS ACCIONES POR VIENTO

3.1.1 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS

* Especificación de cargas (C_{VERTICAL})

Tabla 3.1 PLANTA TIPO (Losa de entrepiso)

<i>Carga muerta adicional por losa</i>	20 Kg/m ²
<i>Firme de mortero de cemento de 3 cms , $\gamma_{mortero} = 2200 \text{ kg/m}^3$</i>	66 Kg/m ²
<i>Carga muerta adicional por firme</i>	20 Kg/m ²
<i>Recubrimiento de piso (loseta vinílica)</i>	5 Kg/m ²
<i>Instalaciones y plafones</i>	35 Kg/m ²
<i>Paredes divisorias</i>	120 Kg/m ²
<i>Losacero (peso de la lámina más el peso del concreto)</i>	210 Kg/m ²

CM =	476 Kg/m ²
*CV =	170 Kg/m ²
CT =	646 Kg/m²

Tabla 3.2 PLANTA TIPO (Losa de azotea)

<i>Losacero calibre 24</i>	210 Kg/m ²
<i>Carga muerta adicional por losa</i>	20 Kg/m ²
<i>Instalaciones y plafones</i>	40 Kg/m ²
<i>Rellenos e impermeabilización</i>	150 Kg/m ²
CM =	420 Kg/m ²
*CV =	100 Kg/m ²
CT =	520 Kg/m²

NOTA: * Las cargas vivas para entepiso y azotea en el caso de construcciones de uso residencial es de 170 Kg/m² y 100 Kg/m² respectivamente según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (1987).

Se procede a determinar la carga por unidad de longitud tanto en la azotea como en los entepisos; para ello se determinan las áreas tributarias de la edificación. Teniendo la carga viva y la carga muerta, lo que falta por hacer es obtener el área tributaria que se obtiene con ayuda del Autocad, trazando líneas a 45°, las cuales son multiplicadas por las cargas y posteriormente dividir el resultado entre la longitud del elemento.

*** Especificación de cargas (CHORIZONTAL)**

1.- Clasificación de la estructura.

- a) *Según su importancia:* **Grupos B.**
- b) *Según su respuesta:* **Tipos 1.**

2.- Determinación de la velocidad de diseño, V_D.

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

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \tag{3.1}$$

2.1 Categoría de terreno según su rugosidad: Categorías 1.

2.2 Clase de estructura según su tamaño: **Clases A.**

2.3 Factor de topografía local: **F =1.0.**

2.4 Factor de exposición, F_{α} .

El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{\alpha} = F_C F_{RZ} \quad 3.2$$

2.4.1 Factor de tamaño: **F_C=1.0.**

2.4.2 Factor de rugosidad y altura, F_{RZ} , se hará uso de las siguientes ecuaciones:

$$F_{RZ} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{si } Z \leq 10 \text{ m} \quad 3.3$$

$$F_{RZ} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^{\alpha} \quad \text{si } 10 \text{ m} < Z < \delta \quad 3.4$$

Con los siguientes coeficientes: **$\delta = 245 \text{ m}$ y $\alpha = 0.099$.**

2.5 Velocidad regional, V_R , para el periodo de retorno requerido.

La velocidad regional del viento, V_R , es la máxima velocidad media probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia en una zona o región determinada del país.

La importancia de las estructuras dictamina los periodos de recurrencia que deberán considerarse para el diseño por viento; de esta manera, los Grupos A, B y C se asocian con los periodos de retorno de 200, 50 y 10 años, respectivamente.

2.5.1 Velocidad regional del viento, V_R , de acuerdo a la CFE 1993, para la ciudad de Tampico, Tamaulipas.

Tabla 3.3 VELOCIDAD REGIONAL DE LA CIUDAD DE TAMPICO

CIUDAD	NUMERO DE OBSERVACIONES	VELOCIDADES REGIONALES (km/h)				
		V ₁₀	V ₅₀	V ₁₀₀	V ₂₀₀	V ₂₀₀₀
Tampico, Tamps.	28110	129	160	177	193	238

2.5.2 Velocidad regional del viento, V_R , de acuerdo al estudio de la presente tesis, para la ciudad de Tampico, Tamaulipas.

La estadística de los extremos propone tres tipos de distribuciones de probabilidades de predicción adecuadas para el análisis de vientos máximos, las cuales se definen de la siguiente manera:

Tipo I: $F(v) = \exp \{ - \exp [-(v - \mu) / \sigma] \}$ 3.5

Tipo II: $F(v) = \exp [- (\beta / v)^\gamma]$ 3.6

Tipo III: $F(v) = \exp \{ - [(C_1 - v) / (C_1 - C_2)]^{C_3} \}$ 3.7

En estas expresiones μ , σ , β , γ y C_1 , C_2 y C_3 son parámetros de la función de distribución que se calcula por medio de un ajuste de mínimos cuadrados, F es la distribución acumulada y v es la variable por ajustar, que en este caso es la velocidad del viento [15].

Se calcula la distribución de frecuencias de las velocidades máximas anuales de viento para la ciudad de Tampico partiendo de las velocidades máximas mensuales, lo cual se puede ver en el Apéndice A.

Posteriormente se procede a realizar el ajuste a las distribuciones extremas. Para esto se deben linealizar dichas ecuaciones partiendo de las leyes de los logaritmos.

El proceso de linealización para las tres ecuaciones en estudio se presenta a continuación:

a) Se determina los parámetros de la ecuación 3.5.

$$F(v) = \exp \{ - \exp [-(v - \mu) / \sigma] \}$$

$$\ln F(v) = - \exp [-(v - \mu) / \sigma]$$

$$\ln (- \ln F(v)) = [-(v - \mu) / \sigma]$$

$$\ln (- \ln F(v)) = - \frac{v}{\sigma} + \frac{\mu}{\sigma} \quad y \quad y = mx + b$$

Entonces se tiene que:

$$y = \ln [- \ln F(v)] = \eta_i$$

$$x = v = \varepsilon_i$$

$$m = \frac{\sum (\eta_i - \eta_{med}) (\varepsilon_i - \varepsilon_{med})}{\sum (\varepsilon_i - \varepsilon_{med})^2} \quad \text{entonces} \quad m = - \frac{1}{\sigma}$$

$$b = \eta_{med} - m \varepsilon_{med} \quad \text{entonces} \quad b = \frac{\mu}{\sigma}$$

Donde:

η_{med} y ε_{med} son las medias de η y ε .

La velocidad regional (V_R) para un periodo de retorno (T_R) de R años se modela de la siguiente manera:

$$V_R = -\sigma \ln [-\ln F(v)] + \mu$$

Donde:

$$F(v) = [1-1/T_R]$$

b) Se determina los parámetros de la ecuación 3.6.

$$F(v) = \exp [- (\beta / v)^\gamma]$$

$$\ln F(v) = - (\beta / v)^\gamma$$

$$\ln (-\ln F(v)) = \gamma \ln \beta - \gamma \ln v \quad y \quad y = mx + b$$

Entonces se tiene que:

$$y = \ln [-\ln F(v)] = \eta_i$$

$$x = \ln v = \varepsilon_i$$

$$m = \frac{\sum (\eta_i - \eta_{med})(\varepsilon_i - \varepsilon_{med})}{\sum (\varepsilon_i - \varepsilon_{med})^2} \quad \text{entonces} \quad m = -\gamma$$

$$b = \eta_{med} - m\varepsilon_{med} \quad \text{entonces} \quad b = \gamma \ln \beta$$

Donde:

η_{med} y ε_{med} son las medias de η y ε .

La velocidad regional (V_R) para un periodo de retorno (T_R) de R años se modela de la siguiente manera:

$$V_R = \frac{\beta}{[-\ln F(v)]^{1/\gamma}}$$

Donde:

$$F(v) = [1-1/T_R]$$

c) Se determina los parámetros de la ecuación 3.7.

$$F(v) = \exp \{ - [(C_1 - v)/(C_1 - C_2)]^{C_3} \}$$

$$\begin{aligned} \ln F(v) &= - [(C_1 - v)/(C_1 - C_2)]^{C_3} \\ \ln (-\ln F(v)) &= C_3 \ln [(C_1 - v)/(C_1 - C_2)] \\ \ln (-\ln F(v)) &= C_3 \ln(C_1 - v) - C_3 \ln(C_1 - C_2) \quad y \quad y = mx + b \end{aligned}$$

Entonces se tiene que:

$$\begin{aligned} y &= \ln[-\ln F(v)] = \eta_i \\ x &= \ln[C_1 - v] = \varepsilon_i \\ m &= \frac{\sum (\eta_i - \eta_{med})(\varepsilon_i - \varepsilon_{med})}{\sum (\varepsilon_i - \varepsilon_{med})^2} \quad \text{entonces} \quad m = C_3 \\ b &= \eta_{med} - m\varepsilon_{med} \quad \text{entonces} \quad b = -C_3 \ln(C_1 - C_2) \end{aligned}$$

Donde:

η_{med} y ε_{med} son las medias de η y ε .

La velocidad regional (V_R) para un periodo de retorno (T_R) de R años se modela de la siguiente manera:

$$V_R = C_1 - [(-\ln F(v))^{1/C_3} (C_1 - C_2)]$$

Donde:

$$F(v) = [1 - 1/T_R]$$

Una vez conociendo los parámetros de las tres ecuaciones se determina la velocidad regional.

**Tabla 3.4 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD REGIONAL PARA LA CIUDAD DE TAMPICO
DISTRIBUCIÓN EXTREMA TIPO I, T_R = 50 AÑOS**

En la columna 1 se muestran los valores de las velocidades máximas anuales, en la columna 2 se presenta F que es la frecuencia acumulada de dichas velocidades y finalmente en las columnas 3, 4, 5, 6, 7, 8 y 9 el procedimiento antes descrito para determinar los parámetros de la distribución extrema.

V (m/s) (1)	F (2)	η_i (3)	$\eta_i - \eta_{med}$ (4)	ϵ_i (5)	$\epsilon_i - \epsilon_{med}$ (6)	$(\epsilon_i - \epsilon_{med})^2$ (7)	$(\eta_i - \eta_{med}) \times (\epsilon_i - \epsilon_{med})$ (8)	$(\eta_i - \eta_{med})^2$ (9)
26.5	0.375	-0.019	2.735	26.50	-12.00	144.00	-32.824	7.482
27.5	0.542	-0.489	2.265	27.50	-11.00	121.00	-24.920	5.132
28.5	0.667	-0.903	1.852	28.50	-10.00	100.00	-18.520	3.430
29.5	0.833	-1.702	1.053	29.50	-9.00	81.00	-9.474	1.108
30.5	0.917	-2.442	0.313	30.50	-8.00	64.00	-2.504	0.098
31.5	0.917	-2.442	0.313	31.50	-7.00	49.00	-2.191	0.098
32.5	0.917	-2.442	0.313	32.50	-6.00	36.00	-1.878	0.098
33.5	0.917	-2.442	0.313	33.50	-5.00	25.00	-1.565	0.098
34.5	0.917	-2.442	0.313	34.50	-4.00	16.00	-1.252	0.098
35.5	0.917	-2.442	0.313	35.50	-3.00	9.00	-0.939	0.098
36.5	0.958	-3.157	-0.402	36.50	-2.00	4.00	0.804	0.162
37.5	0.958	-3.157	-0.402	37.50	-1.00	1.00	0.402	0.162
38.5	0.958	-3.157	-0.402	38.50	0.00	0.00	0.000	0.162
39.5	0.958	-3.157	-0.402	39.50	1.00	1.00	-0.402	0.162
40.5	0.958	-3.157	-0.402	40.50	2.00	4.00	-0.804	0.162
41.5	0.958	-3.157	-0.402	41.50	3.00	9.00	-1.207	0.162
42.5	0.958	-3.157	-0.402	42.50	4.00	16.00	-1.609	0.162
43.5	0.958	-3.157	-0.402	43.50	5.00	25.00	-2.011	0.162
44.5	0.958	-3.157	-0.402	44.50	6.00	36.00	-2.413	0.162
45.5	0.958	-3.157	-0.402	45.50	7.00	49.00	-2.815	0.162
46.5	0.958	-3.157	-0.402	46.50	8.00	64.00	-3.217	0.162
47.5	0.958	-3.157	-0.402	47.50	9.00	81.00	-3.620	0.162
48.5	0.958	-3.157	-0.402	48.50	10.00	100.00	-4.022	0.162
49.5	0.958	-3.157	-0.402	49.50	11.00	121.00	-4.424	0.162
50.5	0.999	-6.907	-4.153	50.50	12.00	144.00	-49.831	17.244
$\Sigma =$		-68.867		962.50		1300.00	-171.233	37.248

N = 25

n = 24

$\eta_{med} = -2.755$

$\epsilon_{med} = 38.500$

m = -0.132

$\sigma = 7.592$

b = 2.317

$\mu = 17.587$

A continuación se presenta el cálculo de la velocidad regional para esta distribución, se determinan velocidades para diferentes periodos de retorno para ver el comportamiento del viento. El mismo procedimiento se efectúa en la distribución extrema I y II.

$$V_R = -\sigma \ln [-\ln F(v)] + \mu$$

F(V) = 0.950

T_R = 20 AÑOS

V₂₀ = 40.136 m/s = 144.491 km/h.

F(V) = 0.980

T_R = 50 AÑOS

V₅₀ = 47.210 m/s = 169.956 km/h.

$F(V) = 0.990$ $T_R = 100$ AÑOS $V_{100} = 52.511$ m/s = 189.039 km/h.
 $F(V) = 0.995$ $T_R = 200$ AÑOS $V_{200} = 57.792$ m/s = 208.052 km/h.

**Tabla 3.5 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD REGIONAL PARA LA CIUDAD DE TAMPICO
DISTRIBUCIÓN EXTREMA TIPO II, $T_R = 50$ AÑOS**

V (m/s) (1)	F (2)	η_i (3)	$\eta_i - \eta_{med}$ (4)	ϵ_i (5)	$\epsilon_i - \epsilon_{med}$ (6)	$(\epsilon_i - \epsilon_{med})^2$ (7)	$(\eta_i - \eta_{med}) \times$ $(\epsilon_i - \epsilon_{med})$ (8)	$(\eta_i - \eta_{med})^2$ (9)
26.5	0.375	-0.019	2.735	3.277	-0.355	0.126	-0.972	7.482
27.5	0.542	-0.489	2.265	3.314	-0.318	0.101	-0.721	5.132
28.5	0.667	-0.903	1.852	3.350	-0.283	0.080	-0.523	3.430
29.5	0.833	-1.702	1.053	3.384	-0.248	0.062	-0.261	1.108
30.5	0.917	-2.442	0.313	3.418	-0.215	0.046	-0.067	0.098
31.5	0.917	-2.442	0.313	3.450	-0.183	0.033	-0.057	0.098
32.5	0.917	-2.442	0.313	3.481	-0.151	0.023	-0.047	0.098
33.5	0.917	-2.442	0.313	3.512	-0.121	0.015	-0.038	0.098
34.5	0.917	-2.442	0.313	3.541	-0.092	0.008	-0.029	0.098
35.5	0.917	-2.442	0.313	3.570	-0.063	0.004	-0.020	0.098
36.5	0.958	-3.157	-0.402	3.597	-0.035	0.001	0.014	0.162
37.5	0.958	-3.157	-0.402	3.624	-0.008	0.0001	0.003	0.162
38.5	0.958	-3.157	-0.402	3.651	0.018	0.0003	-0.007	0.162
39.5	0.958	-3.157	-0.402	3.676	0.044	0.002	-0.018	0.162
40.5	0.958	-3.157	-0.402	3.701	0.069	0.005	-0.028	0.162
41.5	0.958	-3.157	-0.402	3.726	0.093	0.009	-0.038	0.162
42.5	0.958	-3.157	-0.402	3.750	0.117	0.014	-0.047	0.162
43.5	0.958	-3.157	-0.402	3.773	0.140	0.020	-0.056	0.162
44.5	0.958	-3.157	-0.402	3.796	0.163	0.027	-0.066	0.162
45.5	0.958	-3.157	-0.402	3.818	0.185	0.034	-0.075	0.162
46.5	0.958	-3.157	-0.402	3.840	0.207	0.043	-0.083	0.162
47.5	0.958	-3.157	-0.402	3.861	0.228	0.052	-0.092	0.162
48.5	0.958	-3.157	-0.402	3.882	0.249	0.062	-0.100	0.162
49.5	0.958	-3.157	-0.402	3.902	0.269	0.073	-0.108	0.162
50.5	0.999	-6.907	-4.153	3.922	0.289	0.084	-1.202	17.244
$\Sigma =$		-68.867		90.813		0.923	-4.637	37.248

$N = 25$
 $n = 24$
 $\eta_{med} = -2.755$
 $\epsilon_{med} = 3.633$
 $m = -5.025$
 $b = 15.498$

$\gamma = 5.025$
 $\beta = 21.853$

$$V_R = \frac{\beta}{[-\ln F(v)]^{1/\gamma}}$$

$F(V) = 0.950$ $T_R = 20$ AÑOS $V_{20} = 39.466$ m/s = 142.076 km/h.
 $F(V) = 0.980$ $T_R = 50$ AÑOS $V_{50} = 47.506$ m/s = 170.880 km/h.
 $F(V) = 0.990$ $T_R = 100$ AÑOS $V_{100} = 54.588$ m/s = 196.515 km/h.
 $F(V) = 0.995$ $T_R = 200$ AÑOS $V_{200} = 62.693$ m/s = 225.695 km/h.

**Tabla 3.6 CÁLCULO DE LA VELOCIDAD REGIONAL PARA LA CIUDAD DE TAMPICO
DISTRIBUCIÓN EXTREMA TIPO III, $T_R = 50$ AÑOS**

$C_1 = 200 \text{ km/h} = 56 \text{ m/s}$ este valor es propuesto y tiene que ser mayor que las velocidades máximas anuales registradas.

V (m/s) (1)	F (2)	η_i (3)	$\eta_i - \eta_{med}$ (4)	ϵ_i (5)	$\epsilon_i - \epsilon_{med}$ (6)	$(\epsilon_i - \epsilon_{med})^2$ (7)	$(\eta_i - \eta_{med}) \times (\epsilon_i - \epsilon_{med})$ (8)	$(\eta_i - \eta_{med})^2$ (9)
26.5	0.375	-0.019	2.735	3.369	0.642	0.412	1.756	7.482
27.5	0.542	-0.489	2.265	3.334	0.607	0.368	1.375	5.132
28.5	0.667	-0.903	1.852	3.298	0.571	0.326	1.057	3.430
29.5	0.833	-1.702	1.053	3.260	0.533	0.284	0.561	1.108
30.5	0.917	-2.442	0.313	3.221	0.494	0.244	0.155	0.098
31.5	0.917	-2.442	0.313	3.180	0.453	0.205	0.142	0.098
32.5	0.917	-2.442	0.313	3.138	0.411	0.169	0.129	0.098
33.5	0.917	-2.442	0.313	3.094	0.366	0.134	0.115	0.098
34.5	0.917	-2.442	0.313	3.047	0.320	0.102	0.100	0.098
35.5	0.917	-2.442	0.313	2.999	0.271	0.074	0.085	0.098
36.5	0.958	-3.157	-0.402	2.947	0.220	0.048	-0.089	0.162
37.5	0.958	-3.157	-0.402	2.894	0.166	0.028	-0.067	0.162
38.5	0.958	-3.157	-0.402	2.837	0.109	0.012	-0.044	0.162
39.5	0.958	-3.157	-0.402	2.776	0.049	0.002	-0.020	0.162
40.5	0.958	-3.157	-0.402	2.712	-0.016	0.0002	0.006	0.162
41.5	0.958	-3.157	-0.402	2.643	-0.084	0.007	0.034	0.162
42.5	0.958	-3.157	-0.402	2.569	-0.158	0.025	0.064	0.162
43.5	0.958	-3.157	-0.402	2.490	-0.238	0.057	0.096	0.162
44.5	0.958	-3.157	-0.402	2.403	-0.324	0.105	0.131	0.162
45.5	0.958	-3.157	-0.402	2.308	-0.419	0.176	0.169	0.162
46.5	0.958	-3.157	-0.402	2.203	-0.524	0.275	0.211	0.162
47.5	0.958	-3.157	-0.402	2.086	-0.641	0.411	0.258	0.162
48.5	0.958	-3.157	-0.402	1.954	-0.774	0.598	0.311	0.162
49.5	0.958	-3.157	-0.402	1.801	-0.926	0.858	0.373	0.162
50.5	0.999	-6.907	-4.153	1.621	-1.107	1.225	4.596	17.244
$\Sigma =$		-68.867		68.183		6.145	11.501	37.248

$N = 25$

$n = 24$

$\eta_{med} = -2.755$

$\epsilon_{med} = 2.727$

$m = 1.872$

$b = -7.859$

$C_3 = 1.872$

$C_2 = 55.541$

$$V_R = C_1 - [(-\ln F(v))^{1/c_3} (C_1 - C_2)]$$

$F(V) = 0.950$

$F(V) = 0.980$

$F(V) = 0.990$

$F(V) = 0.995$

$T_R = 20$ AÑOS

$T_R = 50$ AÑOS

$T_R = 100$ AÑOS

$T_R = 200$ AÑOS

$V_{20} = 55.5525 \text{ m/s} = 199.9880 \text{ km/h.}$

$V_{50} = 55.5537 \text{ m/s} = 199.9933 \text{ km/h.}$

$V_{100} = 55.5543 \text{ m/s} = 199.9954 \text{ km/h.}$

$V_{200} = 55.5547 \text{ m/s} = 199.9968 \text{ km/h.}$

Con los datos obtenidos es necesario verificar la bondad del ajuste de la distribución con respecto a la original y determinar así la confiabilidad de cada una de las distribuciones.

Existen tres métodos para determinar la bondad de ajuste de distribuciones extremas para velocidades de viento de los cuales se destacan los siguientes:

- 1.- Método de Kolmogorov-Smirnov.
- 2.- Bondad de ajuste con χ^2 .
- 3.- Cálculo del coeficiente de correlación.

El método de Kolmogorov-Smirnov se basa en comparar en un solo punto si la distribución teórica propuesta está suficientemente cerca o no a las observaciones (o sea que se calculan las distribuciones $F_o(v)$ observada y la $F_m(v)$ modelada para varias v y se compara con la tabla de donde se elige la máxima diferencia en el valor absoluto y ésta es la medida de qué tan cerca está la distribución propuesta de la observada).

El método de bondad de ajuste con χ^2 se basa en calcular la sumatoria de desviaciones cuadráticas relativas a todos los valores de v .

Sin embargo, por su simplicidad, se utilizará el criterio del mayor coeficiente de correlación al ajuste lineal por mínimos cuadrados.

Las siguientes gráficas se realizaron con ayuda del Excel, para así determinar cuál de las tres ecuaciones de cada distribución extrema es la que mejor se ajusta a los datos observados.

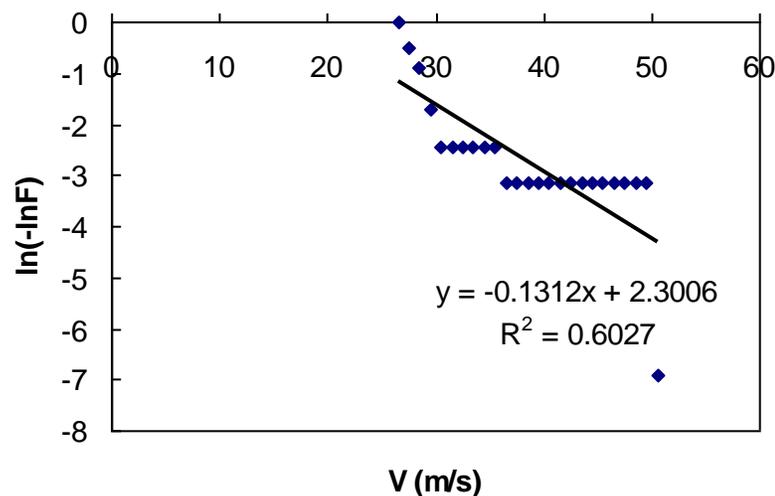


Figura 3.2. Distribución extrema tipo I para T = 50 años, Tampico.

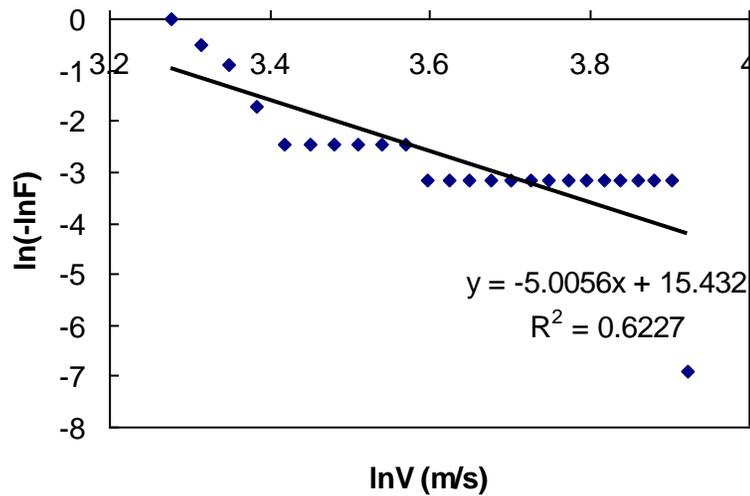


Figura 3.3. Distribución extrema tipo II para T = 50 años, Tampico.

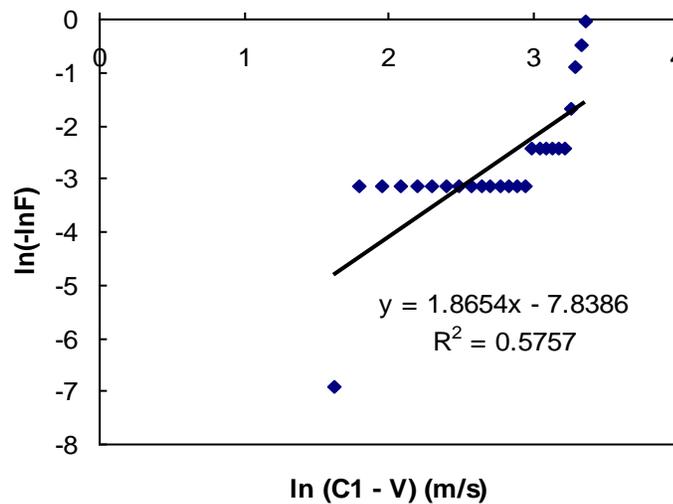


Figura 3.4. Distribución extrema tipo III para T = 50 años, Tampico.

Como se observa el coeficiente de correlación que más se acerca a la unidad es el que se presenta con el ajuste mediante la distribución extrema Tipo II.

NOTA: R^2 es el coeficiente de determinación y R es el de correlación.

De esta manera se tienen las velocidades regionales para la ciudad de Tampico.

Tabla 3.7 VELOCIDAD REGIONAL DE LA CIUDAD DE TAMPICO

CIUDAD	ECUACIÓN	VELOCIDADES REGIONALES (km/h)			
		T _R = 20 AÑOS	T _R = 50 AÑOS	T _R = 100 AÑOS	T _R = 200 AÑOS
Tampico, Tamps.	TIPO II	142.08	170.88	196.52	225.70

NOTA: La velocidad regional para la ciudad de Tampico con un periodo de retorno de 50 años, es $V_{50} = 160$ km/h. para CFE y para la presente tesis es de $V_{50} = 170.88$ km/h.

3.- Determinación de las presiones, P_z.

Para el diseño interesa la fuerza total ejercida sobre la estructura. Los métodos para el diseño por viento dependen de la forma geométrica y problemas especificados de las estructuras. Los procedimientos que se emplearan en este trabajo son esencialmente los del RCDF-2004 con variantes basadas en el Manual CFE 1993, además se hará referencia a requisitos de las normas ANSI.

El método de diseño que se aplicará para la determinación de las acciones de viento será el **Análisis Estático**, ya que este método sólo puede aplicarse para diseñar estructuras o elementos estructurales poco sensibles a la acción turbulenta del viento, es decir cuando se trata de estructuras pertenecientes al **Tipo 1**.

La presión actuante sobre una construcción determinada, p_z , en kg/m², se obtiene con la ecuación:

$$P_z = C_p q_z \quad 3.8$$

3.1 Coeficientes de empuje, C_p .

$$C_{presión} = 0.75$$

$$C_{succión} = -0.68$$

3.2 Presión dinámica base, q_z .

$$q_z = 0.0048GV^2_D \quad 3.9$$

en donde:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau} \quad 3.10$$

en donde:

$$\Omega = 759.04 \text{ mm de Hg.}$$

$\tau = 24.3^{\circ}\text{C}$.

Teniendo los valores de los parámetros, se obtiene la presión que se aplica en la estructura.

Tabla 3.8 PRESIONES CON BASE A LA CFE (1993)

NIVEL	VR (km/h)	ALTURA	F α	VD (km/h)	PRESIÓN NETA	PRESIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	
					P (km/m ²)	PRESIÓN (kg/m ²)	SUCCIÓN (kg/m ²)
1,2 y 3	160	10.0	1.1	181.9	158.87	119.15	-108.03
4	160	13.5	1.2	187.3	168.59	126.44	-114.64
5	160	17.0	1.2	191.7	176.47	132.35	-120.00
6	160	20.5	1.2	195.2	183.13	137.35	-124.53
7	160	24.0	1.2	198.3	188.94	141.70	-128.48

Tabla 3.9 PRESIONES CON BASE A LA TESIS

NIVEL	VR (km/h)	ALTURA	F α	VD (km/h)	PRESIÓN NETA	PRESIONES SOBRE LA ESTRUCTURA	
					P (km/m ²)	PRESIÓN (kg/m ²)	SUCCIÓN (kg/m ²)
1,2 y 3	170.88	10.0	1.1	194.2	181.21	135.90	-123.22
4	170.88	13.5	1.2	200.1	192.30	144.23	-130.76
5	170.88	17.0	1.2	204.7	201.28	150.96	-136.87
6	170.88	20.5	1.2	208.5	208.88	156.66	-142.04
7	170.88	24.0	1.2	211.8	215.50	161.63	-146.54

Posteriormente se determina el esfuerzo sobre la estructura de acuerdo con el área expuesta de la misma y se obtienen las cargas de viento que actúan en ella.

El AISC, como otros reglamentos, presenta una serie de factores de carga y combinaciones de cargas factorizadas, las cuales se usarán para calcular los efectos de cargas.

En el diseño de edificios sujetos a fuerzas significativas debidas a viento, las cargas factorizadas se obtienen de:

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.8W_x$$

$$U = 1.2D + 1.6L - 0.8W_x$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.8W_y$$

$$U = 1.2D + 1.6L - 0.8W_y$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.6W_x$$

en donde:

D: carga muerta.

L: carga viva.

W: carga por viento.

$$U = 1.2D + 1.0L - 1.6W_x$$

$$U = 1.2D + 1.0L + 1.6W_y$$

$$U = 1.2D + 1.0L - 1.6W_y$$

La estructuración del edificio es a base de marcos (trabes y columnas) de acero.

Trabe IR 355.6x282.8 kg/m (14"x190 lb/ft). Cuyas propiedades son las siguientes:

$$A = 170.5483 \text{ cm}^2, I_x = 41581.52 \text{ cm}^4, I_y = 15067.578 \text{ cm}^4, S_x = 2338.6681 \text{ cm}^3$$

$$S_y = 818.2231 \text{ cm}^3, Z_x = 2572.769 \text{ cm}^3, Z_y = 1238.862 \text{ cm}^3, r_x = 15.5933 \text{ cm}$$

$$r_y = 9.3878 \text{ cm}, f_y = 3515 \text{ kg/cm}^2.$$

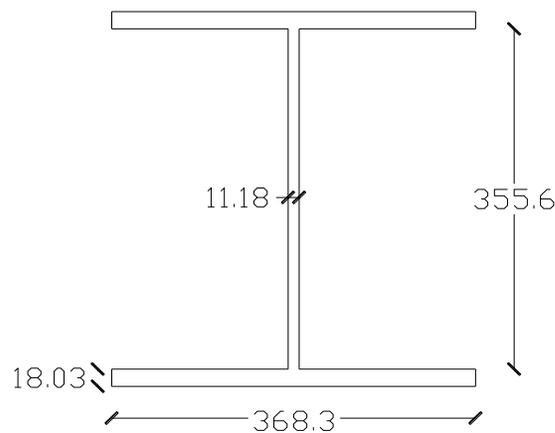


Figura 3.5. Trabe (mm).

Columna IR 406.4x38.7 kg/m (16"x26 lb/ft). Cuyas propiedades son las siguientes:

$$A = 49.5483 \text{ cm}^2, I_x = 12528.566 \text{ cm}^4, I_y = 339.1659 \text{ cm}^4, S_x = 628.3448 \text{ cm}^3, S_y = 57.1462 \text{ cm}^3,$$

$$Z_x = 724.3082 \text{ cm}^3, Z_y = 89.8011 \text{ cm}^3, r_x = 15.9014 \text{ cm}, r_y = 2.8383 \text{ cm}, f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2.$$

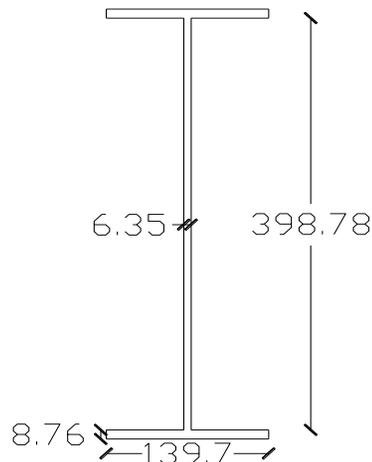


Figura 3.6. Columna (mm).

El procedimiento de análisis que se empleará será basado en la teoría de la rigidez, el cual se desarrollará con ayuda de la computadora utilizando el software “Programa de Análisis Estructural” (SAP) [16], para determinar los elementos mecánicos que actúan en los marcos.

3.1.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se realizaron en el programa SAP nueve corridas cuya variante fue la velocidad de viento, consideradas pivotes, con la finalidad de obtener diferentes momentos máximos para conseguir distintas probabilidades de falla correspondientes a velocidades de viento que cubran un rango realista y sirvan para obtener estimaciones de los momentos asociados a velocidades que se simularán y cuyos valores se ubicarán cerca de los pivotes citados.

El momento máximo se presentó en la columna ubicada en la intersección de los ejes **VI – G**, en el primer nivel cuyos resultados se muestran a continuación:

Tabla 3.10 MOMENTOS MÁXIMOS DE ACUERDO A DIFERENTES VELOCIDADES DE VIENTO

V_R (km/h)	M_{máx} (Ton-m)
20	14.1514
60	14.1615
100	14.1809
130	17.6266
150	23.6883
CFE (160)	27.2443
TESIS(170.88)	31.0972
190	39.4502
210	49.6347

3.2 ANÁLISIS DE CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Se analizará un edificio de acero localizado en Cd. Madero, en la costa del Golfo de México, para determinar su confiabilidad estructural (seguridad en condiciones de incertidumbre) contra acciones de viento. Lo anterior permitirá establecer el nivel de seguridad del diseño, incluyendo la incertidumbre en la velocidad del viento, y generar recomendaciones óptimas.

Las variables en la carga de viento, producto de la incertidumbre en la velocidad del mismo, se consideran de manera probabilística y, con ello, será posible obtener valores esperados de las pérdidas por daños probables ya que así las decisiones sobre el diseño o nivel de seguridad adecuado podrán ser basadas en criterios de efectividad económica.

Se calculará la confiabilidad aceptable desde el punto de vista de equilibrio entre seguridad y costos en el ciclo de vida, con el fin de compararla con la confiabilidad del edificio.

El estado límite corresponde al evento donde la interacción en flexo-compresión es la combinación de esfuerzos más crítica y que será uniaxial, de acuerdo a las consideraciones usuales de análisis plano que se siguen en la práctica, dicha interacción no debe exceder de uno. La sección crítica se determina mediante las nueve corridas de análisis mencionadas en el párrafo anterior.

3.2.1 INCERTIDUMBRE EN LA VELOCIDAD DEL VIENTO

De los análisis estadísticos previos se encontró que el mejor ajuste a los registros de huracanes en la zona corresponde a una distribución extrema Tipo II. Esta distribución es:

$$F_v(v) = \exp [-(21.82/v)^5] \quad 3.13$$

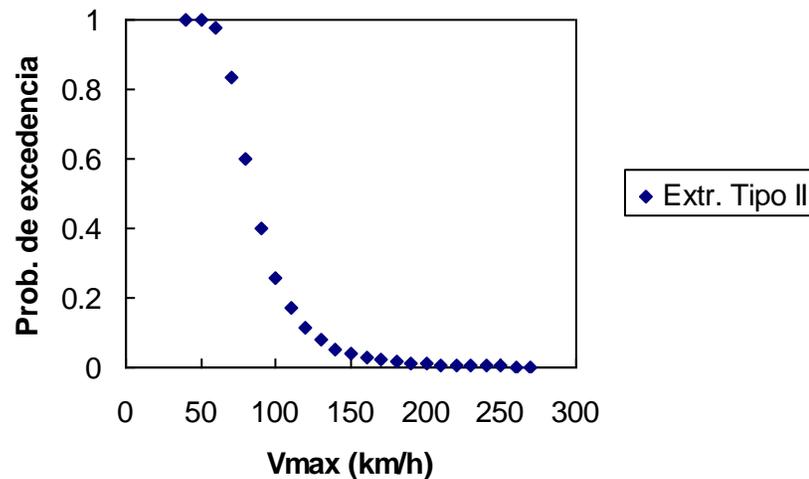


Figura 3.7 Curva de riesgo eólico, Tampico.

3.2.2 CÁLCULO DE LA PROBABILIDAD DE FALLA

Con la distribución de velocidades máximas anuales de viento mostrada en la ecuación 3.13 y suponiendo unas incertidumbres, $CV_C = 0.3$ y $CV_R = 0.1$, para cargas y resistencias, respectivamente. Para la estimación de la velocidad máxima del viento, pueden simularse un número de velocidades, que sigan la distribución extrema indicada, mediante técnicas de Monte Carlo.

Con estas velocidades de viento, se calculan las fuerzas laterales producidas en cada nodo del edificio y, una vez que se añaden a las cargas muertas y vivas, se obtienen las respuestas para el diseño del edificio para las recomendaciones de velocidad de diseño tanto de esta tesis como del Manual de la CFE. A partir de estas respuestas, se evalúa el estado límite G , para la sección crítica del edificio y el índice de confiabilidad del mismo. Así, para cada ensayo de la

velocidad de viento simulada, se tiene un índice de confiabilidad del edificio. Una muestra típica de estos cálculos se observa en las **tablas 3.11 y 3.12**. El perfil de la columna crítica es de acero A-36, IR 406.4x38.7 kg/m.

Tabla 3.11 MUESTRA TÍPICA DE LOS CÁLCULOS DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD PARA EL DISEÑO REAL TOMANDO EN CUENTA LOS CRITERIOS DE LA TESIS

CV _C = 0.3 CV _R = 0.1		E [Mr](tn-m) = 55.1408			E [Pr](tn) = 264.9967 P _{máx} (tn) = 61.9294		
V _{máx} (km/h)	E [M _{máx}] (tn-m)	E [z]	σ _z	β cond	Pf V _{máx}	Pocurr	P Total
20	14.151	0.510	0.077	6.620	1.8E-11	6.76E-05	1.2E-15
60	14.162	0.510	0.077	6.613	1.9E-11	4.01E-01	7.6E-12
100	14.181	0.509	0.077	6.599	2.1E-11	4.86E-01	1.0E-11
130	17.627	0.447	0.096	4.657	1.6E-06	5.91E-02	9.5E-08
150	23.688	0.337	0.129	2.613	4.5E-03	2.59E-02	1.2E-04
170	31.097	0.202	0.169	1.196	1.2E-01	1.24E-02	1.4E-03
190	39.450	0.051	0.215	0.237	4.1E-01	6.38E-03	2.6E-03
210	49.635	-0.134	0.270	-0.496	6.9E-01	9.26E-03	6.4E-03
						1	1.1E-02
				β =	2.31		

Tabla 3.12 MUESTRA TÍPICA DE LOS CÁLCULOS DEL ÍNDICE DE CONFIABILIDAD PARA EL DISEÑO REAL TOMANDO EN CUENTA LOS CRITERIOS DE LA CFE

CV _C = 0.3 CV _R = 0.1		E [Mr](tn-m) = 46.4344			E [Pr](tn) = 224.7614 P _{máx} (tn) = 61.9294		
V _{máx} (km/h)	E [M _{máx}] (tn-m)	E [z]	σ _z	β cond	Pf V _{máx}	Pocurr	P Total
20	14.151	0.420	0.091	4.591	2.2E-06	0.7416	1.6E-06
60	14.162	0.420	0.092	4.585	2.3E-06	0.8307	1.9E-06
100	14.181	0.419	0.092	4.574	2.4E-06	0.8869	2.1E-06
130	17.627	0.345	0.114	3.028	1.2E-03	0.9228	1.1E-03
150	23.688	0.214	0.153	1.400	8.1E-02	0.0492	4.0E-03
170	31.097	0.055	0.201	0.273	3.9E-01	0.0124	4.9E-03
190	39.450	-0.125	0.255	-0.491	6.9E-01	0.0064	4.4E-03
210	49.635	-0.345	0.321	-1.074	8.6E-01	0.0093	8.0E-03
							2.2E-02
				β =	2.01		

Se consideraron valores de velocidad del viento que cubren todo el rango posible de velocidades en el sitio considerado y se incluyó la probabilidad de que ocurran dichas velocidades, de acuerdo a la curva de peligro eólico (ecuación 3.13) obtenida para el sitio. También si incluyeron las⁵³

probabilidades de falla del edificio condicionales a la ocurrencia de dichas velocidades y se integró todo aplicando el teorema de la probabilidad total.

$$P_{\text{Total}} = \sum [P_f | V_{\text{máx}}] P_{\text{ocurr}} \quad 3.14$$

3.3 APLICACIÓN DE LA OPTIMIZACIÓN ESTRUCTURAL

COSTO DE LA ESTRUCTURA (C_0)

1.- Costo del edificio

\$ 16, 000, 000. Esta información se obtuvo de Internet [12].

COSTO DE LAS CONSECUENCIAS DE LA FALLA (D)

2.- Costo del contenido

\$ 9, 900, 000. Esta información se obtuvo de Internet [5].

3.- Pérdida asociada a fatalidades

La pérdida asociada a fatalidad es el producto del número de personas que podrían fallecer en caso de un colapso del edificio, por el ingreso que dejarían de percibir en el resto de su vida. Por lo que se necesita estimar el ingreso económico que dejarían de percibir las personas que, desafortunadamente, fallecieran en el caso de un colapso, para ello se realiza una suposición del número promedio de años que podrían haber tenido de vida productiva, en caso que el colapso no ocurriera.

En estudios previos como la tesis doctoral “Integrating Socio-Economics in the Development of Criteria for Optimal Aseismic Design of R/C Buildings” [7] y el artículo “Development of target reliability for design and upgrading of structures” [1] se obtuvo la relación:

$$N_d = 45.48 + 5.53174 A^2 \quad 3.16$$

donde:

N_d es el número de personas que podrían fallecer en caso de un colapso, y

A^2 es el área total del edificio, ésta área es dividida entre mil para que pueda ser aplicada en la ecuación 3.16.

$$\text{Area de un nivel} = 353.1932 \text{ m}^2 \times 7 \text{ niveles} = 2472.3524 \text{ m}^2 / 1000 \text{ m}^2 = 2.4724.$$

$$N_d = 79.294$$

4.- Salario de una persona

Los salarios mínimos generales que tendrán vigencia a partir del 1 de Enero de 2007 en las áreas geográficas en que para fines salariales se ha dividido a la Republica Mexicana, se señalan a continuación:

	Pesos
Área Geográfica "A"	\$ 50.57
Área Geográfica "B"	\$ 49.00
Área Geográfica "C"	\$ 47.60

La ciudad de Tampico del Estado de Tamaulipas forma parte del Área Geográfica "B". Esta información se obtuvo de Internet [13].

$$\text{Salario} = \$49.00 \times 365 \text{ días} = \$17885 \text{ anual} \times 25 \text{ años} = \$ 447, 125$$

$$\text{Pérdida total por fatalidades} = \$ 447, 125 \times 79.294 = \$ 35, 454,330$$

5.- Pérdida por dejar de recibir la renta durante la reparación o reconstrucción del edificio

Mensualmente \$ 19,000. Esta información se obtuvo de Internet [12].

$$\text{Anual} = \$ 12 \text{ meses} \times \$ 19,000 = \$ 228,000 \times 2 \text{ años} = \$ 456, 000 \text{ por condominio.}$$

$$\text{TOTAL} = \$ 456, 000 \times 14 \text{ condominios} = \$ 6, 384, 000.$$

$$\text{COSTO D} = \$ 67, 738, 329.75$$

PROBABILIDAD DE FALLA (P_F)

$$P_F = 1.1E-02 \quad (\text{TESIS})$$

$$P_F = 2.2E-02 \quad (\text{CFE})$$

COSTO TOTAL DE LA OBRA Y DE CONSECUENCIAS DE FALLA (C_T)

$$C_{\text{TESIS}} = \$ 16,000,000 + \$ 745,122 = \$ 16,745,122$$

$$C_{\text{CFE}} = \$ 16,000,000 + \$ 1,490,243 = \$ 17,490,243$$

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

- 1.- Para la ciudad de Tampico, Tamaulipas, la distribución extrema Tipo II es la que mejor ajusta las velocidades máximas anuales registradas para un periodo de retorno de 50 años.
- 2.- La velocidad regional obtenida para la ciudad de Tampico, presenta un incremento no despreciable con respecto a la velocidad regional recomendada por el manual de diseño de obras civiles de la CFE en su apartado de Viento (1993) y su efecto en la seguridad del edificio ha sido estimado y también es significativo.
- 3.- En cuanto a la confiabilidad estructural es posible decir, al considerar en el diseño velocidades de viento más cercanas a las reales, el nivel de seguridad se incrementa, en comparación con los criterios de la CFE, para los cuales, de mantenerse la recomendación actual, se tendría un nivel de seguridad inferior por 12.99 % **DE ACUERDO A LA COMPARACIÓN ENTRE LAS PROBABILIDADES DE FALLA. EL DISEÑADOR (CONTRATISTA) INVERTIRÁ MAS EN EL PROCESO DE DISEÑO PERO EL PRODUCTO TENDRÁ UNA MAYOR CONFIABILIDAD, LO CUAL BENEFICIARÁ AL USUARIO QUIEN, AL ESTAR CONVENCIDO DE ESTAS VENTAJAS, PODRÍA ESTAR DISPUESTO A PAGAR EL INCREMENTO.**
- 4.- En tanto a la optimación estructural, el costo óptimo se alcanza con los criterios de la presente tesis, en comparación con los de CFE, debido a que el valor esperado de los costos por daños debido a la posible falla son menores en 4.26 % **PARA UNA SOLA ESTRUCTURA.** Si se considera una población de estructuras como las que existen en ciudades como Tampico, el valor económico del ahorro se vuelve significativo.**(PONER EL MONTO DE PÉRDIDAS EVITADAS PARA TODAS LAS ESTRUCTURAS SIMILARES EN LA ZONA. INEGI)**
- 5.- Generar trabajos futuros para aplicar la metodología a otros tipos estructurales, estructuras con otros materiales, instalaciones de infraestructura portuaria y costera (grúas, silos, chimeneas, torres, puentes), otras alturas de edificios, otras ciudades donde el viento es importante y considerar otros tipos de peligro.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Ang, Alfredo H-S. and De León, D. (1997), "Development of target reliability for design and upgrading of structures" Structural Safety.
- 2.- Ang, Alfredo H-S and Tang, W. H., (1975) y (1984), "Probability Concepts in Engineering Planning and Design" Vol. I – Basic Principles y Vol. II – Risk, Reliability and Decisions. John Wiley and Sons, New York.
- 3.- CFE, (1993), "Manual de diseño de obras civiles, Diseño por Viento", Instituto de investigaciones eléctricas, México D.F.
- 4.- Cornell, C. A., (1969) "Structural Safety Specification Based on Second-Moment Reliability" Symp. Of the Int. Assoc. Of Bridges and Structures. London, England.
- 5.- COSTOS en internet: [http: www.costonet.com.mx](http://www.costonet.com.mx).
- 6.- De León, D., (1991) "Velocidad máxima del viento en Tamaulipas para fines de Diseño Estructural". Reporte técnico de la Facultad de Ingeniería, UAT para CONACYT. Tampico, Tamps.
- 7.- De León, D, (1996), Tesis Doctoral, "Integrating Socio-Economics in the Development of Criteria for Optimal Aseismic Design of R/C Buildings", University of California.
- 8.- Departamento del D.F., (2004), "Normas Técnicas Complementarias. Manual de Diseño por Viento", México, D.F.
- 9.- De Souza, R., (2004). En peligro: Huracanes, tendencias demográficas y cambios ambientales.
- 10.- Galambos, T.V., Lin, F. J and Johnston, B.G., (1996), "Basic steel design with LRFD". Prentice Hall.
- 11.- Meli, Roberto, (1991), "Diseño Estructural", Limusa, México, D.F.
- 12.- RENTAS en internet: [http: www.rentastampico.com.mx](http://www.rentastampico.com.mx).
- 13.- SALARIO en internet: [http: www.sat.gob.mx](http://www.sat.gob.mx).
- 14.- Sánchez, C, (2003), Tesis de Licenciatura, "Regionalización eólica para el estado de Tamaulipas y aplicaciones prácticas en el diseño estructural de un edificio para la ciudad de Tampico, Tamaulipas", Universidad Autónoma de Tamaulipas.
- 15.- Singiresu S. Rao, (1992), "Reliability-Based Design", The United States of America. McGraw-Hill.

16.- University of Berkeley, (1995), "Computers and Structures, Inc", University Avenue of California 94704 USA.

APÉNDICES

APÉNDICE A

DETERMINACIÓN DEL HISTOGRAMA Y POLIGONO DE FRECUENCIAS DE VELOCIDADES MÁXIMAS ANUALES PARA LA CIUDAD DE TAMPICO.

Se calcula la distribución de frecuencias de las velocidades anuales máximas de viento para la ciudad de Tampico partiendo de las velocidades máximas mensuales.

Tabla A.1 VELOCIDADES MÁXIMAS MENSUALES PARA TAMPICO

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGS	SEP	OCT	NOV	DIC	MAX. ANUAL
<i>1990</i>	24.1	16.2	14.0	16.8	13.0	11.2	11.2	16.5	9.8	16.0	15.1	16.8	<i>24.1</i>
<i>1991</i>	14.6	11.2	12.6	11.8	7.3	8.1	9.0	8.1	8.7	9.8	13.2	11.8	<i>14.6</i>
<i>1992</i>	12.3	11.2	11.2	11.2	9.8	5.3	6.7	6.3	12.3	14.8	15.1	8.4	<i>15.1</i>
<i>1993</i>	22.4	11.2	21.3	15.7	27.4	9.5	8.4	8.4	19.6	19.6	15.4	14.2	<i>27.4</i>
<i>1994</i>	14.0	15.1	16.8	17.4	16.8	9.5	8.4	8.4	8.4	12.0	11.2	12.3	<i>17.4</i>
<i>1995</i>		11.2	12.3	17.4	11.2	14.2	9.8	7.8	15.1	16.8	20.2	14.0	<i>20.2</i>
<i>1996</i>	12.4	17.4	20.7	16.2	9.8	7.0	8.4	24.1	11.2	19.1	19.6	16.8	<i>24.1</i>
<i>1997</i>	21.0	26.9	24.9	20.2	24.1	8.4	6.2	8.4	8.4	25.2	24.4	16.8	<i>26.9</i>
<i>1998</i>	15.1	19.6	29.1	27.4	13.4	11.8	11.8	7.0	6.7	13.4	12.6	16.8	<i>29.1</i>
<i>1999</i>	19.6	25.2	22.4	21.0	26.6	11.2	6.7	7.0	20.2	23.8	17.4	21.0	<i>26.6</i>
<i>2000</i>	26.3	11.2	22.4	14.8		10.6	9.8	9.8				17.4	<i>26.3</i>

Tabla A.2 RANGO Y FRECUENCIAS PARA LAS VELOCIDADES MÁXIMAS ANUALES

RANGO	FRECUENCIA	RANGO	FRECUENCIA
26.5	9	39.5	0
27.5	4	40.5	0
28.5	3	41.5	0
29.5	4	42.5	0
30.5	2	43.5	0
31.5	0	44.5	0
32.5	0	45.5	0
33.5	0	46.5	0
34.5	0	47.5	0
35.5	0	48.5	0
36.5	1	49.5	0
37.5	0	50.5	1
38.5	0	Σ =	24

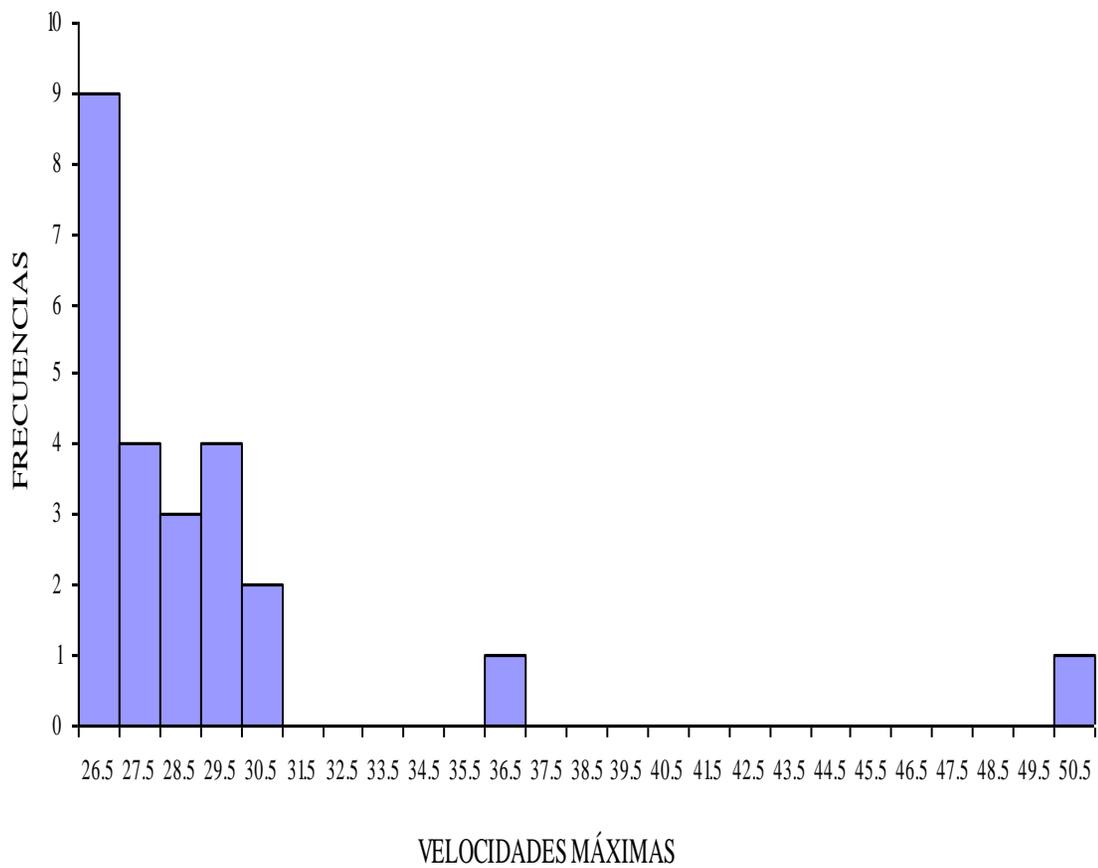


Figura A.1. Histograma de frecuencias de velocidades máximas anuales.

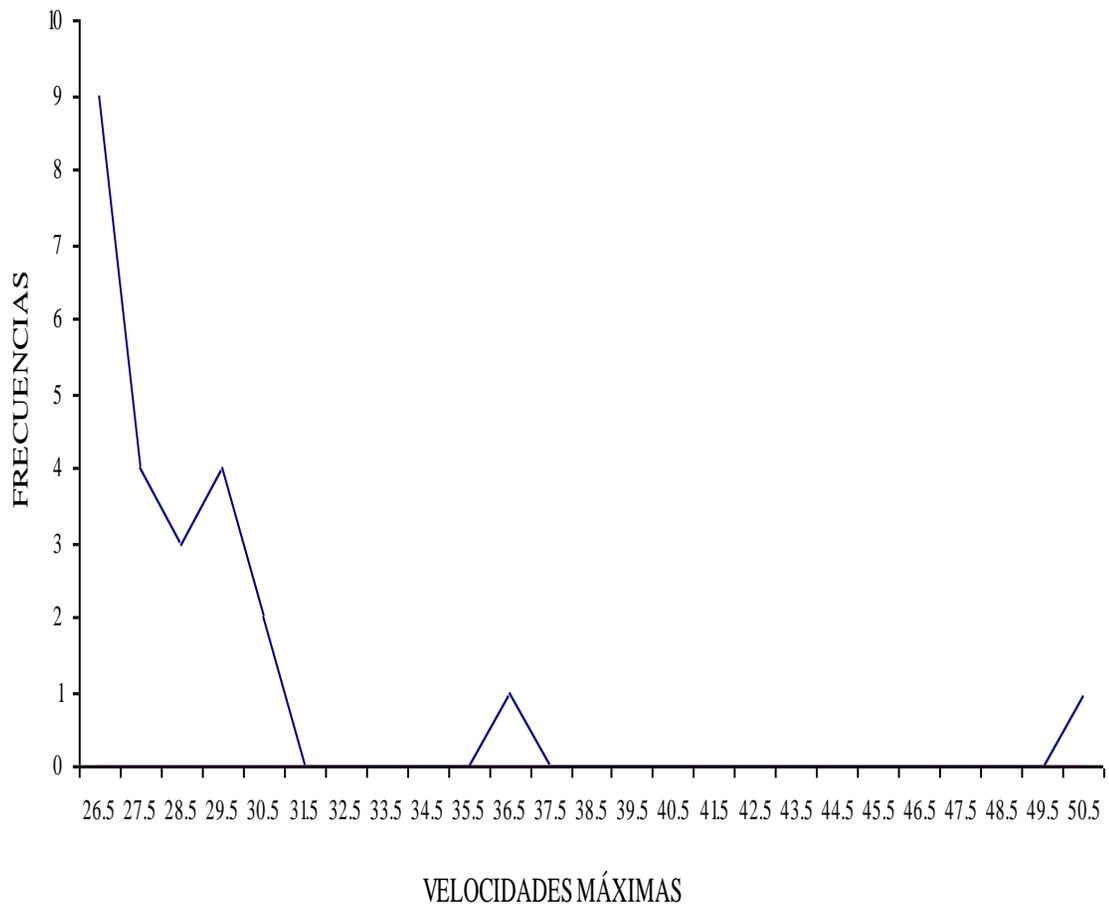


Figura A.2. Polígono de frecuencias de velocidades máximas anuales.