



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN
INGENIERÍA**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**EFFECTOS DINÁMICOS GENERADOS EN TORRES DE
TRANSMISIÓN POR RUPTURA DE CABLES**

T E S I S

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

P R E S E N T A:

ROGER MORALES HERNÁNDEZ

TUTOR:

ING. NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS

MÉXICO D.F., OCTUBRE DE 2008.





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: DR. LUIS ESTEVA MARABOTO
Secretario: DRA. SONIA ELDA RUIZ GÓMEZ
Vocal: ING. CIVIL NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS
1er. Suplente: M. I. OCTAVIO GARCÍA DOMÍNGUEZ
2do. Suplente: M. I. RAÚL JEAN PERRILLIAT

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

ING. NEFTALÍ RODRÍGUEZ CUEVAS

FIRMA

DEDICATORIAS

A mis padres Pedro y Nelly, por el cariño y amor que durante cada instante de mi vida me han hecho sentir, así como por habernos dado tanto a mí como a mis hermanos lo mejor que en sus manos han tenido, y no sólo me refiero a las cuestiones materiales, sino a la educación y valores que siempre nos inculcaron y que han constituido la base de nuestra familia. Lo mucho o poco que pueda alcanzar en la vida, será gracias a ustedes.

A mis hermanos Miguelina, Pedro y Gloria, por el cariño que siempre ha existido entre nosotros, y por el apoyo que me han brindado durante toda mi vida, pero sobre todo desde el momento que tome la decisión de venir a estudiar el posgrado a la Ciudad de México.

A mis tías Olivia y Carmen, por el apoyo y cariño que siempre nos han brindado, sobre todo en los instantes más difíciles que nos ha tocado pasar. Si de algo pueden estar seguras es que tanto yo como mis hermanos siempre les hemos tenido un cariño muy especial, y siempre estaremos agradecidos por todo cuanto han hecho por nosotros.

A la memoria de mi abuelo el Sr. Juan Hernández Frías (q. e. p. d.) y a mi abuela la Sra. María Morales (q. e. p. d.), porque aunque ya no estén con nosotros yo siempre llevaré su recuerdo en mi corazón.

Ing. Roger Morales Hernández.

Ciudad Universitaria, México, D. F., 10 de octubre del 2008.

AGRADECIMIENTOS

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, por permitirme formar parte de su comunidad estudiantil, lo cual me ha permitido corroborar la grandeza y nobleza de esta institución. En este instante y por el resto de mi vida, siempre me sentiré orgulloso de haber pasado por sus aulas.

A la División Académica de Ingeniería y Arquitectura de la Universidad Juárez Autónoma de Tabasco, por proporcionarme una sólida formación profesional.

A todos los profesores que he tenido durante mis años de estudio, desde mis maestras en el jardín de niños hasta mis profesores de la licenciatura en ingeniería civil, porque todos y cada uno de ellos han contribuido a mi formación, primero como persona y después como profesionista.

Al Profesor Neftalí Rodríguez Cuevas, por tener siempre un momento para dedicarlo a la revisión de mi trabajo, y escuchar mis inquietudes como estudiante, así como por todas sus recomendaciones y sugerencias de carácter técnico, sin las cuales no hubiera sido posible la elaboración de la presente tesis.

A mis profesores de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, por compartir conmigo y con todos los demás alumnos de la maestría en ingeniería, su experiencia y conocimientos, los cuales junto con su innegable vocación de enseñanza, contribuyen a la formación de los mejores ingenieros estructuristas.

A todos mis compañeros de la maestría, pero principalmente a Juan Carlos Romualdo Tello, Juan Pablo Hidalgo Toxqui, Octavio Hinojosa Gabriel, Dianna Yaneth Puerto Avella y Mario Alberto Canales Alvarado, por el apoyo moral que me han brindado durante todo el tiempo que tenemos de conocernos, principalmente en los instantes más complicados de esta etapa de mi vida. Nuestra amistad es de las cosas más valiosas que me llevo de mi estancia en el posgrado.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el apoyo económico que me ha proporcionado durante los dos años en que cursé mis estudios de maestría, y sin el cual no me hubiera sido posible alcanzar este objetivo.

Ing. Roger Morales Hernández.

Ciudad Universitaria, México, D. F., 10 de octubre del 2008.

ÍNDICE

	Página
Simbología empleada	I
Introducción	II
Objetivos	IV
I. Antecedentes	1
II. Aspectos generales sobre las líneas de transmisión	4
2.1. Definición	4
2.2. Clasificación de las estructuras para transmisión de energía eléctrica	4
2.3. Componentes de una línea de transmisión	4
2.4. Claros entre torres para diseño	5
2.5. Cables y cadenas de aisladores	5
III. Efectos de tormentas severas o vaguadas	8
3.1. Definición y principales características del fenómeno	8
3.2. Consideraciones para determinar la variación de la velocidad del viento con la altura	9
3.3. Expresiones para evaluar la variación de la velocidad del viento con la altura	11
IV. Efectos de huracanes	13
4.1. Definición y principales características del fenómeno	13
4.2. Clasificación de los huracanes	14
4.3. Ley de variación de la velocidad del viento con la altura, para el caso de huracanes	14
V. Diversas metodologías para el análisis de la acción del viento	16
5.1. Manual de diseño de obras civiles para diseño por viento	16
5.1.1. Velocidad regional del viento para el cálculo estructural	16
5.1.2. Aproximación estadística para definir la velocidad regional	16
5.1.3. Velocidad de diseño del viento	19
5.1.4. Determinación de las fuerzas que actúan sobre los elementos estructurales	21
5.1.5. Coeficientes de arrastre para torres con celosías	22
5.1.6. Factor de respuesta dinámica debida a ráfagas	23
5.2. Normas Británicas	25
5.2.1. Definiciones	25
5.2.2. Determinación de la velocidad meteorológica del viento	26
5.2.3. Determinación de la velocidad máxima del viento, V_M	27
5.2.4. Velocidad de referencia del viento V_R para el diseño	27
5.2.5. Coeficiente de rugosidad del terreno, K_R	28
5.2.6. Reducción del viento por temperatura mínima	28

5.2.7. Coeficiente de acción del viento sobre algún elemento de la Línea	28
5.2.8. Determinación de las cargas de viento sobre elementos estructurales	32
5.3. Eurocódigo 2005	36
5.3.1. Velocidad del viento	36
5.3.2. Viento medio	36
5.3.3. Presión máxima de velocidad	39
5.3.4. Fuerzas debidas a la acción del viento	40
5.3.5. Coeficientes de fuerza para estructuras con celosías	41
VI. Normas de diseño para elementos sometidos a carga axial	45
6.1. Filosofía de diseño por factores de carga y resistencia	45
6.2. Estados límite	46
6.2.1. Miembros en tensión	46
6.2.2. Miembros en compresión	46
6.3. Cálculo de la resistencia de diseño de miembros cargados axialmente	47
6.3.1. Relación ancho/espesor	47
6.3.2. Resistencia de miembros en tensión	47
6.3.3. Resistencia de miembros en compresión	48
6.4. Relaciones de esbeltez	50
6.5. Áreas de diseño para las secciones transversales	51
6.5.1. Área neta, A_n	51
6.5.2. Área neta efectiva, A_e	52
6.6. Resistencia de diseño de elementos de conexión	53
VII. Análisis de las componentes de una porción de la línea	56
7.1. Descripción de las características de las componentes de la porción de la línea de transmisión seleccionada	56
7.1.1. Condiciones de cimentación de las dos torres seleccionadas	56
7.1.2. Características, propiedades y tipos de perfiles de acero estructural empleados en las torres analizadas	58
7.1.3. Tipos de cables conductores y de guarda seleccionados	59
7.1.4. Determinación de las características geométricas de los cables	60
7.2. Bases de diseño	62
7.3. Acciones del viento sobre las torres y los cables con base en las diversas metodologías estudiadas	63
7.3.1. Cálculo de las fuerzas sobre los miembros de la torre	63
7.3.2. Carga de viento sobre los cables	80
7.4. Estabilidad de la torre en función de la interacción suelo-estructura	83
7.5. Función de integración de tiempo empleada para la simulación de la ruptura de los cables	87
7.6. Características del modelo desarrollado con el programa SAP2000	88
7.6.1. Miembros de las torres de soporte	88
7.6.2. Cables	88

	Página
7.6.3. Herrajes y cadenas de aisladores	89
7.6.4. Masa de los elementos	89
7.6.5. No linealidad geométrica (efecto P·δ)	89
7.6.6. Estados de carga	90
VIII. Resultados finales del análisis	93
8.1. Desplazamientos y rotaciones en la base de las torres	93
8.2. Desplazamientos en la parte alta de las torres	95
8.3. Evolución de los elementos mecánicos en las componentes de las torres, en los primeros 15 segundos posteriores a la falla	98
8.4. Cálculo de los factores de amplificación dinámica generados por la excitación provocada por la ruptura de cables	112
8.5. Cálculo de la rigidez torsional de la torre	115
8.6. Momentos de torsión que se generan sobre las torres por efectos de la ruptura de cables	117
8.7. Revisión del diseño de las componentes de las torres	118
8.8. Revisión del diseño de las conexiones en los elementos más afectados de las torres	120
IX. Conclusiones y recomendaciones sobre el análisis y el diseño	128
Apéndice A. Fallas prematuras de las componentes de las torres	134
A.1. Modelo de elementos finitos de los ángulos y placas de conexión	134
A.2. Modelo de elementos finitos de los ganchos de unión de los aisladores a las crucetas de las torres	141
Apéndice B. Efectos eólicos en los cables de las torres de transmisión	145
Referencias	149



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA (ESTRUCTURAS)

SIMBOLOGÍA EMPLEADA

A	Área de la sección, área total proyectada.	I_v	Índice de turbulencia del viento.
A_e	Área neta.	I	Momento de inercia de la sección transversal.
A_n	Área neta efectiva.		
α	Exponente para definir la variación de la velocidad del viento con la altura, factor de reducción del claro.	G	Módulo de elasticidad al cortante, factor de corrección por temperatura y por altura.
B	Ancho del cimiento, factor de excitación de fondo.	K	Factor de esbeltez, parámetro de forma, rigidez.
b	Ancho de la sección transversal.	L	Longitud.
c	Constante para definir la ecuación de la catenaria.	P	Carga gravitacional.
C_a	Constante de torsión por alabeo, coeficiente de arrastre.	Ω	Ángulo de incidencia del viento, presión barométrica.
C_e	Factor de exposición.	Q	Cuantil.
C_o	Factor de orografía.	q_0	Presión dinámica de base.
C_f	Coeficiente de fuerza.	r	Radio de giro de la sección.
D	Profundidad de desplante, diámetro.	R	Resistencia, rotación, factor de amplificación, coeficiente de exposición.
E	Módulo de elasticidad.	RLA	Rigidez angular.
F_C	Factor de tamaño, carga debida a la acción del viento.	RLH	Rigidez lineal horizontal.
F_{rZ}	Factor de variación del viento con la altura.	RLT	Rigidez a torsión.
F_T	Factor de topografía.	RLV	Rigidez lineal vertical.
F_R	Factor de reducción de resistencia.	R_e	Número de Reynolds.
F_y	Esfuerzo de fluencia del acero.	S	Claro de peso, distancia entre dos puntos de un cable, factor reductivo por tamaño.
H, h	Altura.	t	Tiempo, espesor.
J	Constante de torsión de Saint Venant.	θ	Ángulo de incidencia del viento, ángulo de giro por torsión.
δ	Espesor de la capa límite o turbulenta, deformación unitaria.	X, Y, Z	Coordenadas de un punto en el marco de referencia cartesiano.
ϕ	Factor de solidez, factor de reducción de resistencia.	U	Desplazamiento lineal, factor de reducción del área.
μ	Viscosidad del aire.	V	Velocidad meteorológica del viento.
ρ	Densidad del aire.	V_b	Velocidad básica del viento.
ψ_λ	Factor de efecto de fondo.	V_D	Velocidad de diseño.
σ	Esfuerzo.	V_M	Velocidad máxima del viento.
V_m	Velocidad media anual.		
V_R	Velocidad regional del viento.		



INTRODUCCIÓN

La infraestructura eléctrica de nuestro país constituye una de los aspectos económicos más importantes para el desarrollo del mismo, por lo cual, se tiene la necesidad de contar con sistemas para transmisión de energía que sean confiables, estructuralmente hablando, y capaces de resistir todas las posibles solicitaciones de carga a que puedan estar sometidos durante su vida útil.

Lo anterior es de suma importancia, ya que durante la ocurrencia de eventos naturales de magnitud extraordinaria, tales como huracanes o tormentas severas, este tipo de estructuras deberán permanecer sin falla considerable que interrumpa su funcionamiento, ya que esto traería como consecuencia pérdidas económicas sumamente importantes; lo antes mencionado se debe a que las actividades industriales, comerciales y en general cualquier otra actividad económica, requieren de energía eléctrica para su desarrollo normal.

La finalidad fundamental de todo análisis y diseño estructural es determinar las dimensiones y características más adecuadas de la estructura, para cumplir con dos requisitos determinantes: seguridad y economía. Toda estructura deberá proporcionar un grado aceptable de confiabilidad en cuanto a su comportamiento estructural, que permita garantizar su correcto funcionamiento durante un lapso de tiempo que permita recuperar la inversión realizada y obtener ciertas ganancias (periodo de retorno) que justifiquen la inversión realizada; además, se requiere que una estructura sea lo más económica posible.

La eficiente interacción entre estas dos premisas es la etapa del proceso del análisis estructural más importante, y a su vez la más complicada, ya que por ejemplo una estructura puede estar diseñada con elementos de dimensiones robustas con los cuales seguramente nunca se presentarán estados límites de falla, sin embargo, su costo seguramente será excesivo lo cual la haría poco factible; caso similar ocurriría en caso opuesto, es decir, que sus dimensiones reducidas la hagan muy económica, pero estructuralmente insegura.

La estructura más eficiente para un caso particular, deberá satisfacer tanto con el requerimiento económico antes explicado, así como un nivel de resistencia que garantice un grado de seguridad frente a un probable colapso, a la limitación del daño de ciertos elementos y al desarrollo de deformaciones excesivas que puedan dar sensación de inseguridad a los usuarios.

Cada uno de los parámetros de seguridad estructural antes mencionados se denomina estado límite, y el comportamiento indeseable de las estructuras se presenta en aquellos casos en que dichos valores se ven sobrepasados por la acción de las solicitaciones de carga, a que las estructuras están sometidas durante su vida de servicio.

Para poder garantizar la seguridad estructural de los elementos que conforman una línea para transmisión de energía eléctrica, se menciona que los requerimientos mínimos que deberán satisfacerse son los siguientes: adecuada resistencia mecánica de sus elementos y estabilidad global de la estructura.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA (ESTRUCTURAS)

Con respecto al segundo aspecto mencionado anteriormente, las características de la cimentación empleada y la capacidad de carga del suelo sobre el cual se desplantarán las estructuras de soporte de los elementos de la línea (las torres de celosía propiamente), son parámetros que definen las condiciones de estabilidad de las mismas, como se pudo constatar en los resultados obtenidos de los modelos analizados.

Uno de los aspectos más relevantes de esta investigación es el análisis de los efectos de un fenómeno atmosférico hasta ahora poco estudiado en nuestro país, para el caso de diseño estructural por efectos del viento, el cual corresponde a la acción de una tormenta severa o vaguada; la configuración del perfil de distribución de velocidades del viento con respecto a la altura sobre el nivel del terreno de una vaguada, difiere considerablemente del correspondiente al caso de huracanes.



OBJETIVOS

En este trabajo se realizó un análisis estructural en el cual se consideró la posible ruptura de los cables de una porción de la línea para transmisión de energía eléctrica, con la finalidad fundamental de establecer los efectos dinámicos que se generan en cada uno de los elementos de dicho sistema estructural; dichos efectos son definidos con base a en los factores de amplificación dinámica correspondientes a elementos mecánicos (fuerzas axiales) y deformaciones.

Para lo anterior, se revisaron los criterios de diseño por viento establecidos en el Manual de Diseño de Obras Civiles – Diseño por Viento de la CFE, las Normas Británicas y el Eurocódigo 2005, para establecer un análisis comparativo de los resultados que se obtienen con la aplicación de cada uno de dichos estándares.

Se seleccionó un diseño particular, el cual corresponde a una torre de transmisión, previamente diseñada por la Compañía Luz y Fuerza del Centro, la cual se modelo originalmente para construirse en la Zona del Lago de la Ciudad de México, D.F.; sin embargo, para nuestro estudio se consideró que su construcción se desarrollaría en Ciudad del Carmen, Campeche, por ser una zona susceptible a la aparición de eventos atmosféricos de gran magnitud.

En base a las normas antes mencionadas, se definieron las acciones debidas al viento y se estableció un análisis, sólo con el criterio más desfavorable, para definir los elementos mecánicos y deformaciones que se generan en cada uno de los elementos de la porción de la línea considerada, mediante el empleo del programa SAP2000.

Se desarrolló un modelo tridimensional, el cual tiene la característica particular de que está constituido no sólo por las torres de soporte como estructuras individuales, como comúnmente se hace, sino que en dichos modelos se incluyen los demás componentes de una línea para transmisión de energía eléctrica, es decir, los cables conductores, los cables de guarda, la cadena de aisladores; lo anterior tiene la finalidad de establecer la interacción conjunta de todos estos elementos y establecer la implicación de emplearlos o no, en el análisis estructural.

Otro aspecto importante considerado en este estudio, fue el correspondiente a las condiciones de apoyo de las estructuras de soporte, en función de la capacidad de carga del suelo de desplante y su importancia en cuanto a la estabilidad de las torres. Para observar dicho efecto en toda su magnitud, se analizó una porción de la línea construida por dos torres de soporte, en la cual se modeló una con articulaciones en su base, para simular un terreno de alta capacidad por estar impedidos los desplazamientos verticales (sin hundimientos), y otra apoyada en una losa de cimentación, cuya rigidez toma en cuenta el efecto de ataguías metálicas, para simular un terreno de baja capacidad (con hundimientos verticales).

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

I. ANTECEDENTES

La primera vez que se pensó en el uso de una estructura metálica para transmisión de electricidad entre las fuentes de producción y los usuarios finales, fue a principios del siglo XX, cuando algunas empresas suizas intentaron aprovechar los postes metálicos que sobraban de los ferrocarriles italianos. Desde su origen, las estructuras metálicas debieron competir con los apoyos construidos con concreto reforzado.

Desde el punto de vista económico, los apoyos hechos de concreto reforzado presentan la ventaja de ser más baratos, pero su vida útil en el tiempo es menor y su peso bastante mayor, lo cual lo hace difícil de colocar en zonas montañosas, con suelo de baja capacidad. Por lo anterior, se ha preferido la construcción de torres de barras de acero galvanizado y atornilladas entre sí, que permiten ser transportadas en partes, y ensambladas *in situ* (Referencia 8).

La localización geográfica de nuestro país, hace que ciertas zonas del mismo sean susceptibles a tormentas tropicales, por lo que las velocidades de viento con las que se diseñan las estructuras en la República Mexicana varían de 72 a 252 Km/hora, según sea el periodo de retorno de diseño de la estructura que se seleccione y su localización en el territorio nacional (Referencia 11).

En cuanto al comportamiento de las torres de soporte para líneas de transmisión, de acuerdo a los registros de la Comisión Federal de Electricidad (Referencia 26), en la República Mexicana se han presentado un gran número de colapsos por efectos de fenómenos atmosféricos, tales como huracanes. En la tabla 1.1, se muestra un resumen del número total de torres de soporte de líneas de transmisión colapsadas en los últimos cuarenta años:

Tabla 1.1. Torres colapsadas en México por efectos de huracanes (Referencia 26)

Año de Registro	Número de colapsos
1966	70
1967	53
1979	63
1988	8
1999	52
2002	25
2005	49
2006	26

Cada año en las costas mexicanas se presentan veintidos eventos atmosféricos extremos en promedio, catorce en el Pacífico y ocho en el Atlántico y Mar Caribe, siendo estos últimos los más peligrosos. La presencia y acción de los huracanes sobre las costas representa un riesgo inminente para la población y para la infraestructura costera, situación que se traduce en pérdidas millonarias.

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

El Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) reportó en el año 2006, pérdidas asociadas al efecto y acción de huracanes por más de 674 millones de dólares para el periodo de octubre del 2005 a julio del 2006.

Otro fenómeno atmosférico hasta ahora poco considerado en nuestro país para el diseño eólico de estructuras, se conoce como *Tormentas Severas, Trombas o Vaguadas*, las cuales se caracterizan por presentar altas velocidades del viento en áreas locales, que pueden alcanzar valores de hasta 270 Km/hora, por lo que su estudio es de suma importancia en el diseño de estructuras por la acción del viento.

De acuerdo con la investigación realizada por *Hawes y Dempsey (Referencia 10)* se ha registrado información de diecinueve colapsos de torres de soporte de líneas de transmisión, en un lapso de cuarenta y dos años, ocurridos en Australia, y de acuerdo a dicho documento cinco de dichos colapsos son asociados al efecto de tornados, mientras que otros diez se debieron a la acción de tormentas severas o vaguadas.

En Australia, se ha podido registrar que las velocidades máximas del viento que se originan por la acción de estos fenómenos naturales, se generan a escasos 10 metros de la superficie (*Referencia 15*); lo anterior se debe a que estos fenómenos tienden a generar anillos vorticosos en zonas próximas a la superficie terrestre, en cuyas zonas se pueden generar altas velocidades del viento (*ver capítulo III*).

Tabla 1.2. Datos sobre ráfagas intensas registradas en la zona de Nuevo Gales del Sur, Australia (Referencia 10)

Estación de Registro	Periodo de observación	Número de eventos de ráfagas intensas	Tasa (evento/año)	Velocidad Máxima registrada (Km/hora)	Número de años sin ráfagas > 7.2 Km/hora
1. Backstown	1970-1991	35	1.59	131.40	4
2. Camberra	1969-1992	54	2.35	120.24	0
3. Cobar	1968-1990	25	1.09	111.24	6
4. Coffs Harbour	1970-1992	39	1.70	120.24	2
5. Mascot	1969-1992	39	1.70	152.64	1
6. Moree	1969-1992	65	2.32	131.40	2
7. Richmond	1970-1992	36	1.57	114.84	5
8. Tamworth	1970-1992	76	3.30	131.40	0
9. Wagga	1968-1992	64	2.56	138.96	1
10. Williamtown	1958-1991	78	2.36	137.16	2
		Promedio	2.05	129.02	

CAPÍTULO I. ANTECEDENTES

Se ha revisado información sobre vientos en tormentas severas o vaguadas, entre los años de 1953 y 1993, y se procesó, para asociarlas a distribuciones estadísticas de cuatro autores diferentes, con la finalidad de definir la velocidad probable del viento por efecto de la acción de tormentas severas, correspondientes a periodos de retorno conocidos. En base a lo anterior se elaboraron las tablas 1.2 y 1.3 que a continuación se muestran (*Referencia 10*).

Tabla 1.3. Resultados del análisis estadístico de los registros de vientos máximos, para definir la velocidad máxima, para un periodo de retorno de 200 años (*Referencia 10*)

Estación de Registro	Método de Pareto	Método de Gumbel I	Método de Gumbel II o III	Método de Jenkinson	Valor promedio estimado (Km/hora)
1. Backstown	139.68	155.16	134.28	151.20	145.08
2. Camberra	131.40	139.68	130.32	138.24	135.00
3. Cobar	113.40	142.56	109.08	118.44	120.96
4. Coffs Harbour	133.20	133.92	128.16	127.08	130.68
5. Mascot	143.64	148.68	140.76	142.56	144.00
6. Moree	144.36	151.92	139.32	143.64	144.72
7. Richmond	126.36	140.76	124.92	132.84	131.40
8. Tamworth	144.36	140.04	140.04	125.64	138.96
9. Wagga	135.00	131.04	131.04	122.04	133.56
10. Williamtown	138.60	138.24	138.24	142.20	141.12
				Valor medio	136.44

II. ASPECTOS GENERALES SOBRE LÍNEAS DE TRASMISIÓN

2.1. DEFINICIÓN

Las estructuras de transmisión de energía eléctrica tienen como finalidad transportar la energía en forma confiable y económica desde los centros de generación hasta los lugares de consumo. Existen dos maneras de hacer dicho transporte: en forma subterránea y en forma aérea. La primera de ellas es excesivamente costosa por lo que sólo se hace a nivel urbano. La transmisión aérea de la energía requiere de estructuras de soporte para los cables. Cuando las tensiones a transmitir son bajas, los cables se pueden soportar mediante postes, y cuando son altas se emplean comúnmente torres, preferentemente de acero. Para esta investigación, se seleccionó este último tipo de estructuras de soporte.

Este tipo de estructura se constituye con perfiles angulares de acero estructural de alta resistencia, cuyos miembros se unen entre sí por medio de tornillos y placas de conexión (*Referencia 12*).

2.2. CLASIFICACIÓN DE LAS TORRES DE TRASMISIÓN

El tipo de estructura que se empleará para la transmisión de la energía eléctrica, depende principalmente del voltaje de la corriente que se esté transportando; se usan postes para voltajes pequeños y torres metálicas con celosía para voltajes mayores. De acuerdo a la *Referencia 12*, las torres metálicas con celosía se clasifican, según su ubicación a lo largo de la línea, en los siguientes tipos:

- a) **Torres de Suspensión:** Son las que se encuentran dentro de la línea de transmisión y se caracterizan por no presentar ángulo de deflexión alguno entre una y otra. Éstas se diseñan bajo la acción de peso propio de la torre y los cables, la acción del viento y la posible rotura de cables.
- b) **Torres de Deflexión:** Son aquellas que están dentro de la línea de transmisión y presentan ángulo de deflexión entre torres. Estas se calculan por las mismas acciones que en el tipo anterior, y además debe considerarse las fuerzas adicionales generadas por el desvío en la trayectoria de la línea.
- c) **Torres de Atraque:** En éstas se toma en cuenta la posible pérdida de fuerza en los cables ocasionada, por ejemplo, por la falla de una o varias estructuras, con la finalidad de evitar que dicha acción continúe dañando a otras torres.
- d) **Torres de Remate:** Este tipo de torres son las que soportan un sólo claro, las cargas generadas por el peso de los cables. Este tipo se presenta en los puntos de inicio o término de la línea.

2.3. COMPONENTES DE UNA LÍNEA DE TRASMISIÓN

Los componentes de una línea de transmisión de energía eléctrica son los siguientes (*Referencia 17*):

- a) **Cables:** Elementos flexibles que tienen la función de conducir la energía eléctrica (conductores) o de proteger a los anteriores contra rayos (de guarda).
- b) **Cadena de aisladores:** Sirven para unir los conductores a la estructura de la torre.

c) **Torre o estructura de soporte.** Es la estructura metálica que sirve de soporte para todos los demás componentes.

2.4. CLAROS ENTRE TORRES PARA DISEÑO

Para el análisis de las cargas generadas por los cables sobre la torre, y que provocan desplazamientos angulares en las cadenas de aisladores, se toman en cuenta dos claros para diseño (ver figura 2.1), los cuales se definen como sigue (Referencia 12):

- Claro de Viento:** Se emplea para el cálculo de las fuerzas horizontales transversales debidas al viento que actúa sobre los cables. El claro de viento corresponde a la semisuma de los claros adyacentes a la torre.
- Claro de Peso:** Se emplea para determinar las cargas verticales debidas a la acción de la gravedad, que ejercen los cables sobre la torre. Se calcula como la semisuma de las distancias de la torre a los puntos más bajos de las catenarias de los cables adyacentes a la misma.

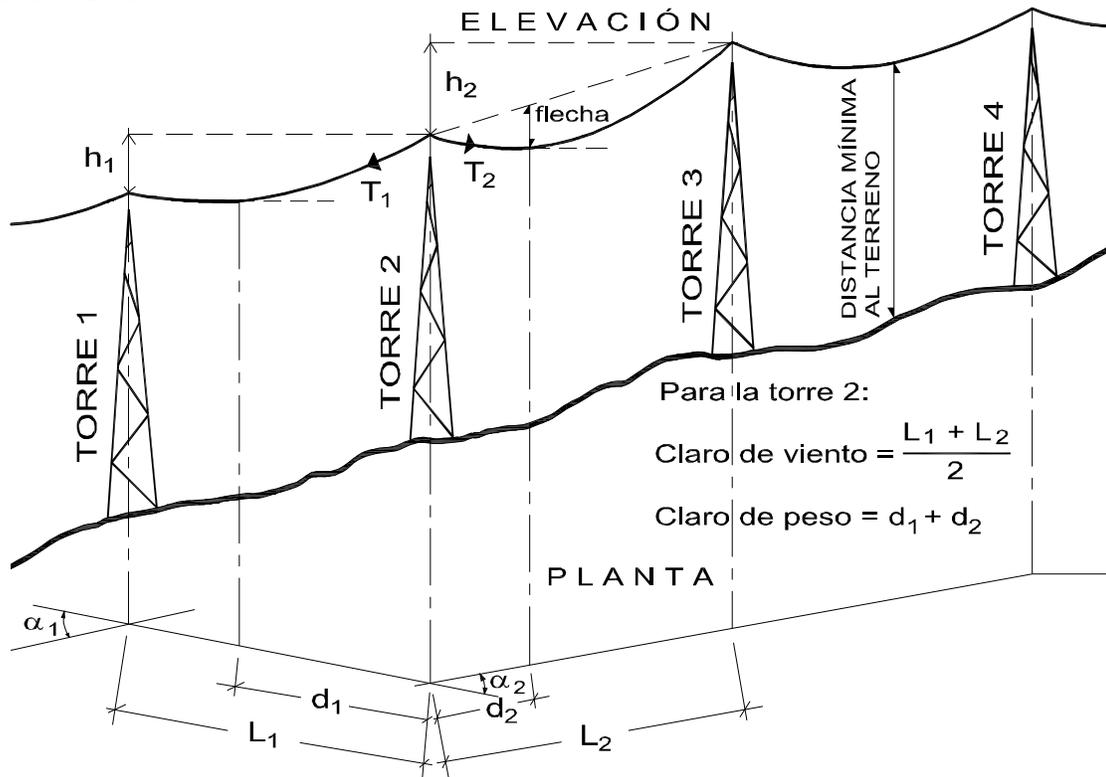


Figura 2.1. Claros entre torres para diseño (Referencia 12).

2.5. CABLES Y CADENAS DE AISLADORES

Cables. Se emplean dos tipos de cables para las líneas de transmisión de energía eléctrica (Referencia 17):

- Cables conductores:** Son los elementos a través de los cuales se transmite el flujo de energía eléctrica de un punto a otro.

CAPÍTULO II. ASPECTOS GENERALES SOBRE LÍNEAS DE TRASMISIÓN

Están compuestos de aluminio, acero galvanizado (para prevenir la corrosión) o combinaciones de ambos.

b) Cables de Guarda: Son cables neutros (sin energía) compuestos de acero que se colocan sobre los cables conductores para protegerlos contra rayos o relámpagos.

Cadenas de aisladores. Son conjuntos de elementos que sirven para soporte de los cables, y que llegan a conectarse a la estructura de soporte (torres). En este estudio se considerarán *aisladores de suspensión*, los cuales se usan casi exclusivamente en líneas cuya tensión sea superior a 66 KV, en claros largos y con conductores pesados.

Las unidades o discos modernos de caperuza y vástago han dado resultados muy satisfactorios y se han adoptado progresivamente para hacer frente a las necesidades de las más altas tensiones y de la construcción más pesada, con simplicidad y economía. Los componentes de una cadena de aisladores se muestran en la figura 2.2 (*Referencia 6*).

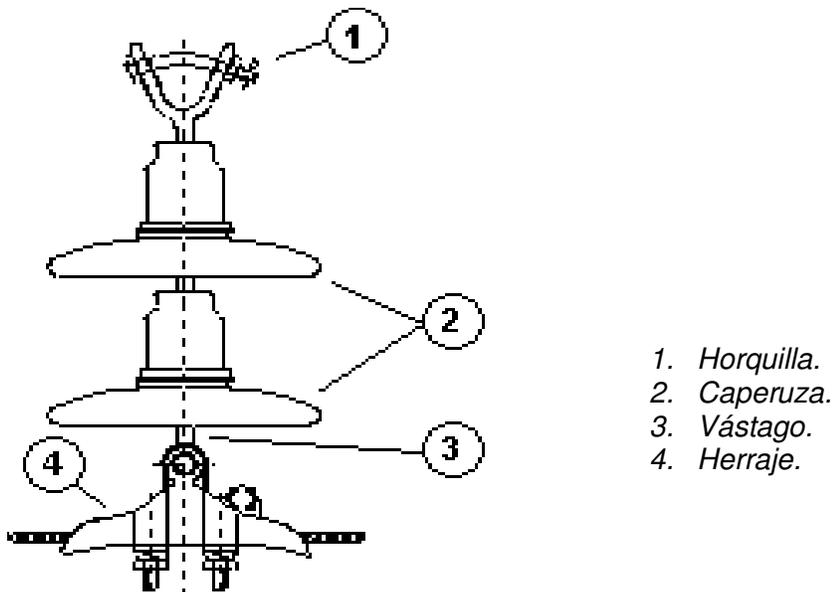


Figura 2.2. Componentes de una cadena de aisladores
(Referencia 6).

En la práctica, el número de discos o unidades que conforman la cadena de aisladores es aproximadamente proporcional a la tensión, con ligero aumento para las tensiones más altas y con cierto margen en la longitud de cada unidad. Para la tensión de 66 KV se usan de 4 a 5 unidades, para 110 KV de 7 a 8, para 132 KV de 8 a 10, para 154 KV de 9 a 11, para 220 KV de 14 a 20.

Las unidades o discos modernos tienen una resistencia máxima a la tensión de 6,800 Kg. El promedio de cualquier partida de estos discos resiste generalmente una prueba a la tensión de 6,800 Kg y muchas unidades alcanzan un 25% más que dicha cifra. Es probable que uno de estos discos, bien construido, resista una carga de de 4,536 a 5,400 Kg durante varios días sin fallar (por fatiga). Se recomienda una carga máxima de seguridad de 2,270 a 2,700 Kg, lo que representa un factor de seguridad de 2 sobre el mínimo de la prueba carga-tiempo.

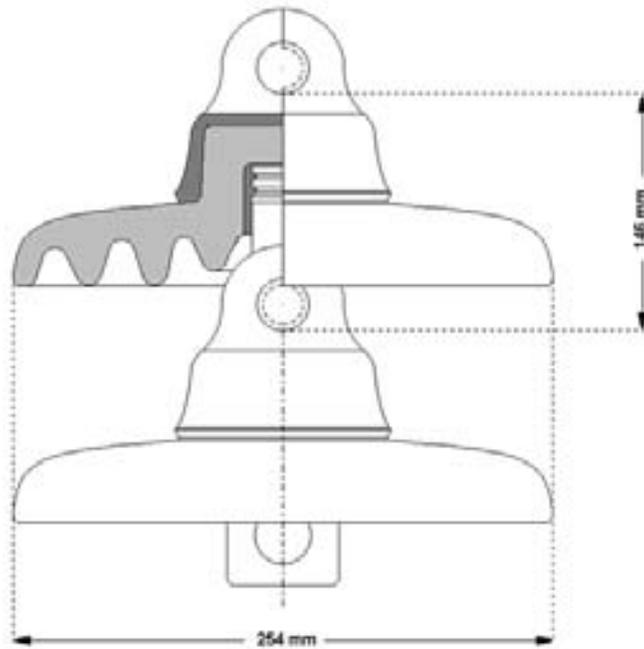


Figura 2.3. Aislador de suspensión, cementado, tipo de charnela (Referencia 6).

En la figura 2.3 se representa una cadena de dos aisladores del tipo de caperuza y vástago cementados, del tipo 6,800 Kg de enganche de charnela; en la figura 2.4 se representa el tipo de bola y casquillo. La elección entre uno y otro tipo es cuestión de preferencias personales, si bien el tipo de bola y casquillo, también llamado de rotula, es más popular por sus ventajas en trabajos urgentes, por la facilidad en el montaje (Referencia 6).

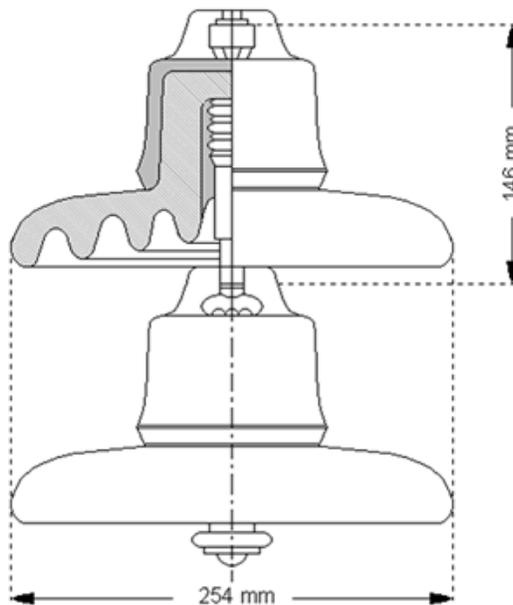


Figura 2.4. Aislador de suspensión, cementado, tipo de bola o rotula (Referencia 6).

III. EFECTOS DE TORMENTAS SEVERAS O VAGUADAS

3.1. DEFICIÓN Y PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL FENÓMENO

En función de la información proporcionada por *Kim y Hangan (Referencia 15)* una tormenta severa o vaguada es un fenómeno natural caracterizado por producir aceleraciones intensas de masas de aire, en periodos de tiempo muy cortos, por ejemplo, de 37 a 185 Km/hora en un par de minutos; otra característica establecida en la investigación antes señalada, nos indica que las velocidades extremas del viento ocasionadas por vaguadas se presentan a alturas relativamente bajas.

En la *Referencia 15* se establece también que en una vaguada o tormenta severa típica, la velocidad máxima se produce a alturas menores del 5% del diámetro de la misma. De acuerdo a resultados de ensayos recientes, el perfil de distribución de velocidades del viento para el caso de vaguadas o tormentas severas, resulta ser apreciablemente diferente a los perfiles de velocidad del viento de la capa límite atmosférica, obtenidos de pruebas en el túnel de viento, para su uso en ingeniería eólica. La figura 3.1, muestra esta diferencia entre los perfiles de velocidades del viento de una vaguada y el correspondiente a la velocidad atmosférica media del viento.

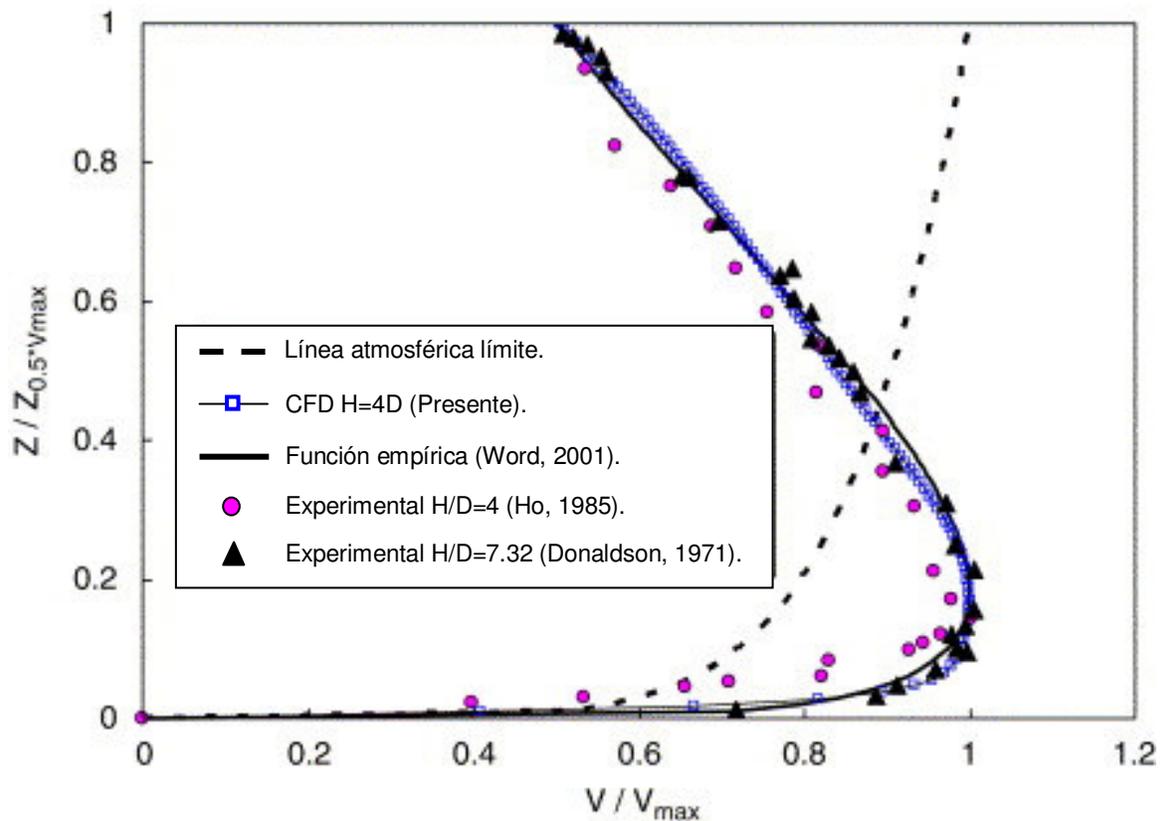


Figura 3.1. Perfil promedio de la velocidad de una vaguada: comparación de los resultados de pruebas de laboratorio, modelos empíricos y con un perfil típico de la capa de límite (Referencia 15).

CAPÍTULO III. EFECTOS DE TORMENTAS SEVERAS O VAGUADAS

En donde:

Z = Altura sobre el nivel del terreno en la que se está midiendo la velocidad del viento, en m.

$Z_{0.5 \cdot V_{\text{máx}}}$ = Altura sobre el nivel del terreno a la que se tiene una velocidad del viento equivalente a la mitad de la velocidad máxima registrada durante la ocurrencia de la tormenta severa, en m.

V = Velocidad del viento por la acción de la tormenta severa a la altura Z sobre el nivel del terreno, en Km/h.

$V_{\text{máx}}$ = Velocidad del viento máxima registrada por la acción de la tormenta severa, en Km/h.

A su vez en la *Referencia 9*, se menciona que en una tormenta severa se presenta la aparición de vientos descendentes, que se mueven en traslación sobre zonas de baja presión, que afectan a zonas de tipo elíptico. Al descender las masas de aire, se producen vientos radiales a partir de la zona de baja presión, que inducen anillos vorticosos al chocar contra el suelo. Se traslada la zona de baja presión a lo largo de una trayectoria, debido a las condiciones en la zona central de la tropósfera.

3.2. CONSIDERACIONES PARA DETERMINAR LA VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA

La gráfica de la figura 3.1, está en función de la relación $Z/Z_{0.5V_{\text{máx}}}$ y de $V/V_{\text{máx}}$, por lo que para determinar una gráfica que relacione $V/V_{\text{máx}}$ con la altura Z , se determinó la coordenada $Z/Z_{\text{máx}}$ que corresponde a la velocidad máxima ($V/V_{\text{máx}} = 1$):

$$\frac{Z}{Z_{0.5V_{\text{máx}}}} = 0.178 \dots\dots\dots (3.1)$$

$$Z_{0.5V_{\text{máx}}} = \frac{Z}{0.178} \dots\dots\dots (3.2)$$

Con las relaciones previamente mostradas, se determinan las coordenadas de la gráfica de la figura 3.2 de la siguiente forma:

- a) Se consideró una altura $Z = 50$ m, en la cual se generará la velocidad máxima, de lo cual se calculó el valor siguiente para $Z_{0.5V_{\text{máx}}}$:

$$Z_{0.5V_{\text{máx}}} = \frac{50.00 \text{ m}}{0.178} = 280.90\text{m}$$

- b) Se Multiplicó el valor de $Z_{0.5V_{\text{máx}}}$ por los valores correspondientes a la relación $Z/Z_{0.5V_{\text{máx}}}$ (de la figura 3.1), con lo cual se obtuvieron los valores correspondientes a las alturas "Z" donde se tienen los diversos puntos de medición.

CAPÍTULO III. EFECTOS DE TORMENTAS SEVERAS O VAGUADAS

Para el presente cálculo, se consideró una vaguada con un diámetro de 1,000 m, por lo cual, la velocidad máxima se producirá a una altura aproximada de 50 metros, medida con respecto al nivel del terreno. Además, de acuerdo con los registros tomados durante la ocurrencia de estos fenómenos, se han llegado a medir velocidades del viento de hasta 270 Km/hora (75 m/s), similares a las de un huracán categoría 5 (ver tabla 4.1).

El diámetro para la tormenta severa o vaguada propuesta en el párrafo anterior, corresponde al caso más común de acuerdo a los registros meteorológicos consultados en imágenes de satélite tomadas durante la ocurrencia de éste tipo de fenómenos (Referencia 15).

Por lo anterior, se consideró el caso más crítico posible con velocidades máximas del viento de 270 Km/hora, actuando a una altura de 50 metros sobre el nivel del terreno; para alturas mayores la velocidad del viento irá decreciendo en proporción a lo mostrado en la gráfica de la figura 3.2. Con los datos antes mencionados y por medio de un análisis por regresión lineal por mínimos cuadrados (ajuste de puntos de medición a una línea recta) se determinó la velocidad que se presentará a una altura de 10 m, la cual se consideró como valor de referencia para definir la variación de la velocidad del viento con la altura "Z".

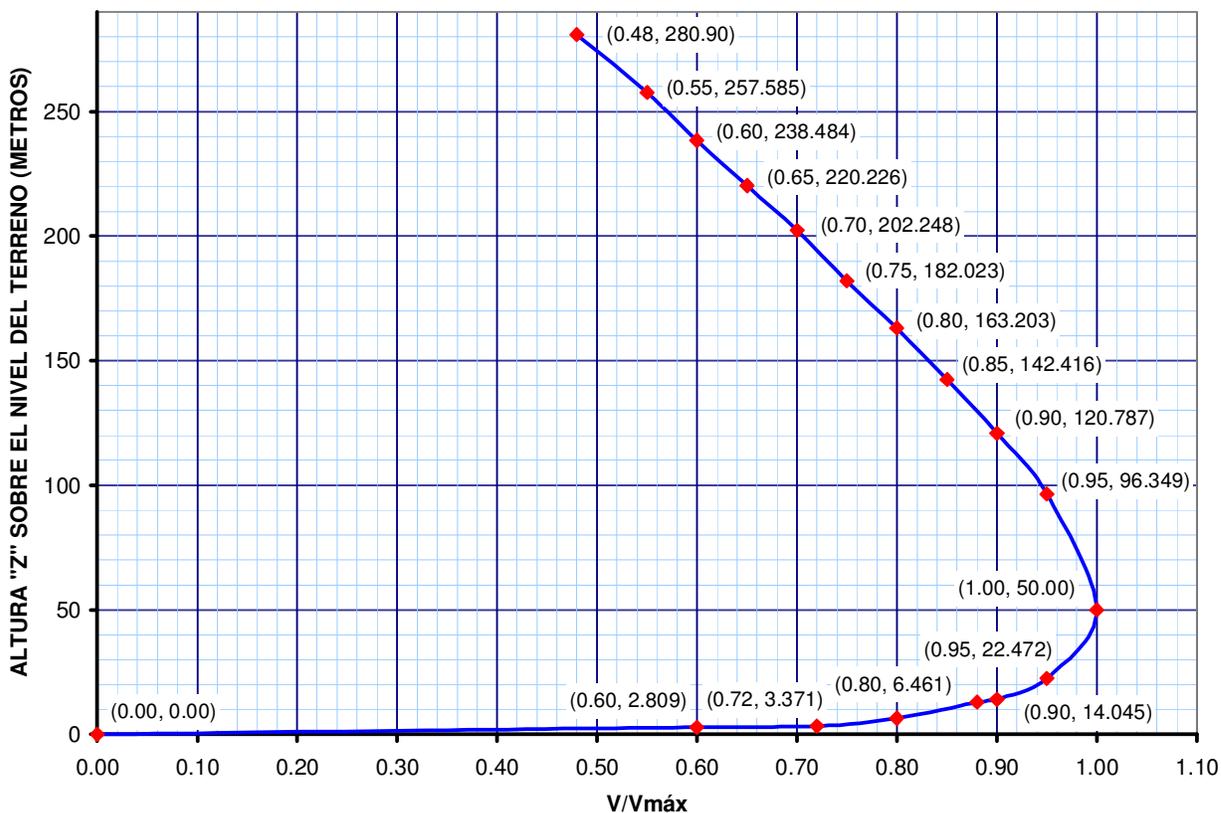


Figura 3.2. Perfil promedio de variación de la velocidad del viento con la altura durante una tormenta severa o vaguada (Referencia 15).

3.3. EXPRESIONES PARA EVALUAR LA VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA

Con referencia en los datos del perfil presentado en la figura 3.2 y el valor de la velocidad máxima del viento considerada, se obtuvieron las expresiones para evaluar la variación de la velocidad del viento con la altura asociada a una ley de variación de potencia. *Benjamin y Cornell (Referencia 27)* establecen que el ajuste de datos a una línea recta en un espacio logarítmico, es equivalente a ajustar dichos valores a una curva potencial en el espacio real.

En el presente estudio se buscó establecer una ley de variación de potencia para definir la evolución de la velocidad del viento con la altura, debido a que se trató de ser consistente con la filosofía seguida en las normas mexicanas para diseño por viento (*ver tabla 5.1*).

En la *Referencia 27* se propone el siguiente procedimiento para el ajuste de datos buscado:

$$V_z = V_{10} \frac{Z}{10}^\alpha \qquad \frac{V_z}{V_{10}} = \frac{Z}{10}^\alpha \qquad \text{Ln } \frac{V_z}{V_{10}} = \alpha \text{Ln } \frac{Z}{10}$$

En donde:

- V_z = Velocidad media del viento a una altura Z sobre el nivel del terreno, en Km/h.
- V_{10} = Velocidad media del viento a 10 m sobre el nivel del terreno, en Km/h.
- α = Parámetro que define la forma en que varia la velocidad del viento con la altura Z .

a) Estableciendo las siguientes igualdades:

$$x = \text{Ln } \frac{Z}{10} \qquad y = \text{Ln } \frac{V_z}{V_{10}}$$

- b)** Los parámetros “ x ” y “ y ” se representan en un marco de referencia logarítmico.
- c)** Los datos en espacio logarítmico se ajustan a una línea recta, por mínimos cuadrados, y se obtiene como resultado una ecuación de la forma “ $y = Ax + B$ ”.
- d)** La pendiente de la línea recta encontrada, definida por el coeficiente A , corresponde al parámetro α que define al exponente de la ley de variación de potencia buscada.

En los apartados siguientes se presentan las expresiones obtenidas para evaluar la velocidad de diseño por viento con la altura, para los tres siguientes intervalos: a) de 0 a 10 m, altura de referencia a la que usualmente se colocan los aparatos de medición en una estación meteorológica; b) de 10 a 50 m, altura a la que se establece se presentará la velocidad máxima; c) de 50 a 280.90 m, altura máxima de la tormenta severa o vaguada.

1. Para $Z \leq 10$ m:

$$V_D = F_{rZ} \cdot F_C \cdot F_T \cdot V_{10} \dots\dots\dots (3.3)$$

$F_{rZ} = 1.00$, considerando que la velocidad del viento permanece constante de 0 a 10 m.

CAPÍTULO III. EFECTOS DE TORMENTAS SEVERAS O VAGUADAS

2. Para $10\text{ m} < Z \leq 50\text{ m}$:

$F_z = (z/10)^\alpha$, donde $\alpha = 0.1732$

$$V_D = (z/10)^\alpha (F_C \cdot F_T \cdot V_{10}) \dots\dots\dots (3.4)$$

DATOS REALES EN ESPACIO LOGARÍTMICO

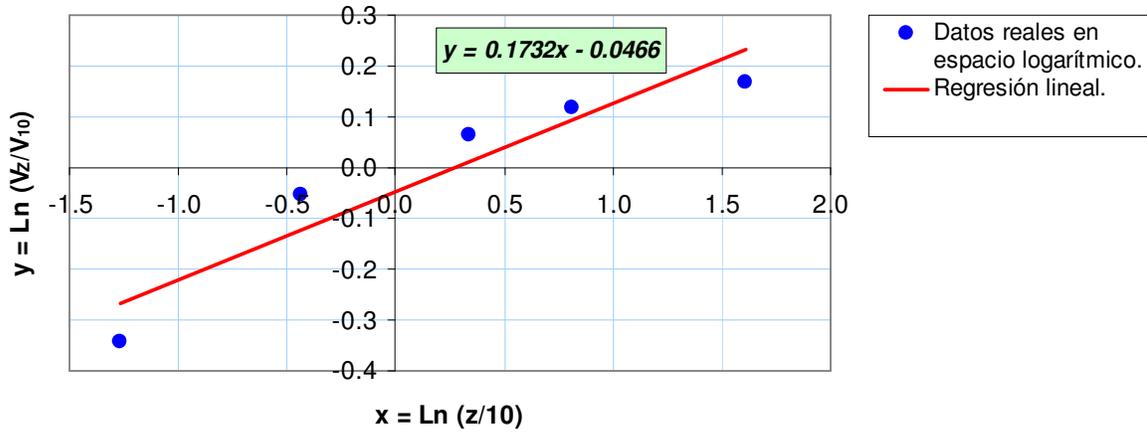


Figura 3.3. Parámetro “ α ” para alturas $10\text{ m} \leq Z \leq 50\text{ m}$.

3. Para $50\text{ m} < Z \leq 280.90\text{ m}$:

$F_z = 2.725 (z/10)^\alpha$, donde $\alpha = -0.4137$

$$V_D = 2.725 (z/10)^\alpha (F_C \cdot F_T \cdot V_{10}) \dots\dots\dots (3.5)$$

DATOS REALES EN ESPACIO LOGARÍTMICO

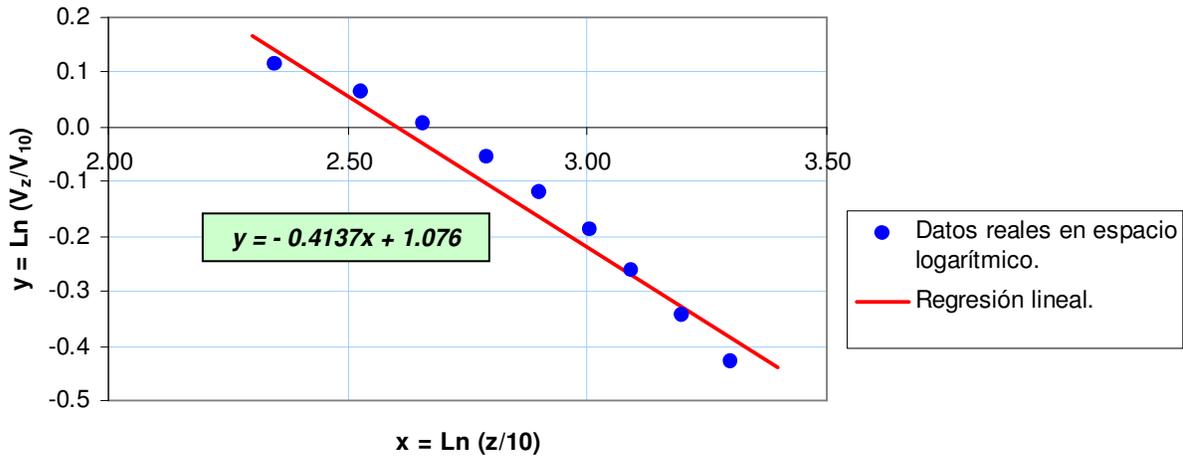


Figura 3.4. Parámetro “ α ” para alturas $50\text{ m} \leq Z \leq 280.90\text{ m}$.

IV. EFECTOS DE HURACANES

4.1. DEFINICIÓN Y PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS DEL FENÓMENO

En función de lo consultado en la *Referencia 19*, los huracanes son fenómenos atmosféricos cuyo origen es la circulación global del aire en nuestro planeta, los cuales se forman sobre aguas tropicales, calidas, con temperaturas por encima de 26 °C. Su energía proviene del calor latente de condensación que se libera cuando el vapor de agua transportado por el aire cálido y húmedo se eleva forzado por las corrientes ascendentes que se generan en la intersección de las células convectivas tropicales.

Bajo ciertas condiciones meteorológicas (que suelen presentarse al finalizar el verano) este aire cálido y húmedo forma nubes convectivas de gran altura en las que debido a la condensación se libera gran cantidad de energía (el diámetro de un huracán puede alcanzar varios cientos de kilómetros). Esta energía liberada refuerza el movimiento ascendente y por tanto el de rotación del aire en la región interior del huracán, formándose un torbellino, que asciende hasta altitudes comprendidas entre 10 y 15 Km generando un centro de baja presión.

Estos sistemas de tormenta exigen, al menos, dos requisitos básicos: *calor y temperatura*; por lo anterior, sólo se forman en los trópicos, entre las latitudes 5º y 30º norte y sur, en las regiones y temporadas en que la temperatura del mar es superior a los 26 °C.

Los huracanes tienen un diámetro de varios cientos de kilómetros y una altura de alrededor de 15 Km. En el centro de un huracán intenso suele presentarse un área de viento en calma con cielo relativamente claro, conocido como “*el ojo del huracán*”, delimitado por la pared del ojo, donde se presentan las precipitaciones y vientos de mayor intensidad. Esta área suele alcanzar de 15 a 50 Km de diámetro; cabe mencionar que entre más pequeño es el ojo, las velocidades del viento son mayores.

En resumen, se puede mencionar que las condiciones necesarias para el desarrollo de tormentas tropicales y huracanes son las siguientes:

- a) Una superficie oceánica con temperatura mayor a los 26 °C.
- b) Cambios pequeños en la dirección y rapidez del viento con la altura en la capa de la atmósfera, que va de la superficie hasta unos 15 Km de altura.
- c) Una distribución vertical de humedad y temperatura que permita la formación de nubes *cumulonimbus*.
- d) Una perturbación inicial consistente en la existencia de una concentración de vientos con rotación ciclónica (antihoraria) en las partes bajas y medias de la tropósfera.
- e) Localización en las zonas oceánicas tropicales del planeta, en donde la fuerza de Coriolis no sea demasiado pequeña, es decir, más allá de los 4º o 5º de latitud hacia el polo el hemisferio en que se encuentre.

CAPÍTULO IV. EFECTOS DE HURACANES

Las nubes cumulonimbus son aquellas que presentan gran desarrollo vertical y que internamente están formadas por una columna de aire calido y húmedo que se eleva en forma de espiral rotatorio, con sentido antihorario en el hemisferio norte y horario en el hemisferio sur. Su base suele encontrarse a menos de 2 Km de altura, mientras que la cima puede alcanzar unos 15 o 20 Km de altura.

Cuando el huracán llega a tierra, se debilita por dos razones: a) sobre tierra la energía disipada por fricción es mayor que en el mar, y b) sobre tierra se reduce el aporte del aire húmedo. De esta forma los huracanes, al llegar a tierra, evolucionan hacia simples tormentas y desaparecen al cabo de unos pocos días. La palabra huracán evoca lluvias y vientos muy intensos, con velocidades por encima de 119 Km/hora.

4.2. CLASIFICIÓN DE LOS HURACANES

También en la *Referencia 19* se establece que el factor determinante y para clasificar un huracán es la intensidad de los vientos que se generan en el mismo. En la tabla 4.1 se muestra la Clasificación de los huracanes según la escala Saffir-Simpson.

Tabla 4.1. Clasificación de los huracanes de acuerdo con la escala de Saffir-Simpson (Referencia 19)

Categoría	Presión en el centro (Pa)	Velocidad del viento (Km/hora)	Daños
1	Mayor que 98.00	119 – 153	Mínimos
2	96.50–98.00	154 – 177	Moderados
3	94.50–96.50	178 – 209	Severos
4	92.00–94.50	210 – 249	Muy severos
5	Menor que 92.00	Más de 250	Catastróficos

La evolución de una tormenta tropical hasta alcanzar la categoría de huracán, sigue ciertas fases de acuerdo con la velocidad de su *Viento Máximo Sostenido* en superficie (VMS):

- a) Depresión Tropical: VMS menor a 63 Km/hora.
- b) Tormenta Tropical: VMS entre 63 y 118 Km/hora.
- c) Huracán: VMS mayor a 118 Km/hora.

4.3. LEY DE VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA, PARA EL CASO DE HURACANES

Franklin, Black y Valde (Referencia 7) realizaron un estudio basado en muestras de 350 perfiles de la velocidad del viento en el ojo de los siguientes huracanes: Guillermo y Erika en 1997; Bonnie, Danielle, George, Match, Lester y Madeline en 1998; y Bret, Dennis, Floyd, Pert, Irene, José, Lenny, Dora y Eugene en 1999.

CAPÍTULO IV. EFECTOS DE HURACANES

La figura 4.1, muestran el perfil resultante de la velocidad media del viento en el ojo del huracán, en la cual el viento ha sido normalizado para la velocidad del viento que se presenta a una altura de 3,048 m, obtenida de los perfiles proporcionados por los sistemas GPS, o de los registros aéreos obtenidos en vuelos de observación encima del huracán.

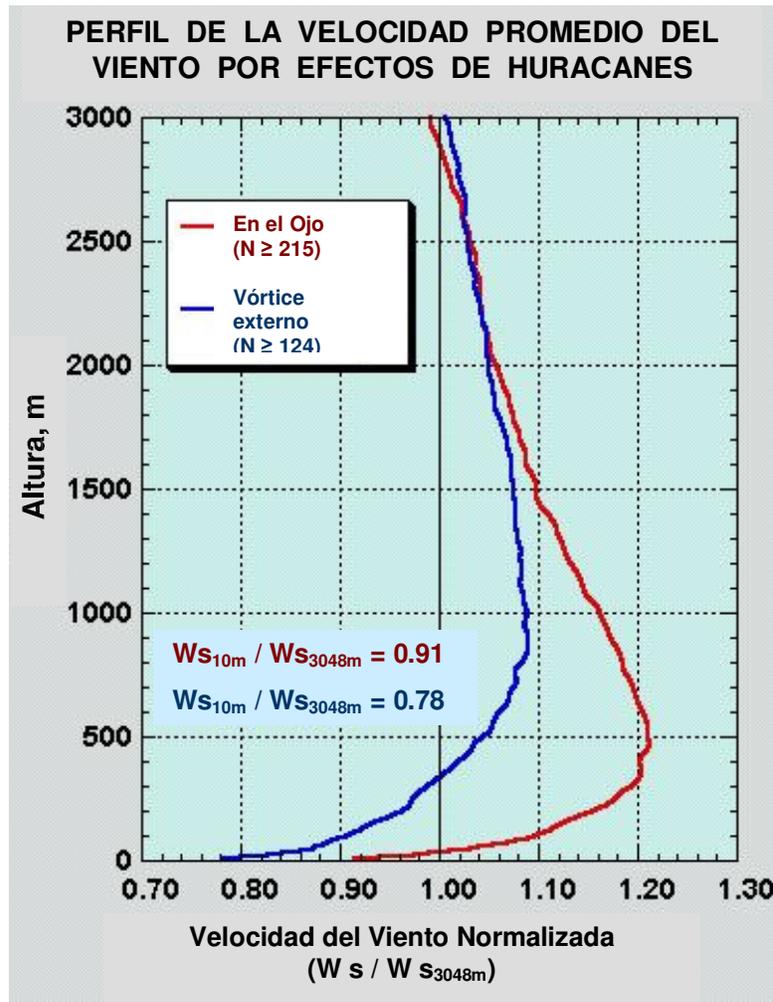


Figura 4.1. Perfil promedio de la velocidad del viento, normalizada con la velocidad a 3,048 m de altura, para el ojo del huracán y el vórtice externo (Referencia 7).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

5.1. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES PARA DISEÑO POR VIENTO (Referencia 11)

5.1.1. VELOCIDAD REGIONAL DEL VIENTO PARA EL CÁLCULO ESTRUCTURAL

De acuerdo con *Meseguer, Sanz, Perales y Pintado (Referencia 19)*, los patrones globales del viento terrestre, es información de carácter general, que no es útil para el proyectista que calcula las acciones del viento sobre una estructura específica, ubicada en un lugar determinado, pues su interés no está en determinar las particularidades meteorológicas del lugar de la construcción de la estructura, sino en conocer con precisión los detalles de su efecto sobre la misma.

Sin embargo, al ser el viento atmosférico un fenómeno turbulento, la velocidad del viento no es constante y su descripción matemática es compleja. Por otra parte, para muchas aplicaciones no es preciso profundizar mucho en esta descripción; resulta suficiente para satisfacer los requisitos de cálculo, fijar un valor de referencia de la velocidad del viento, en el que se tome en cuenta, mediante factores de seguridad apropiados, las simplificaciones adoptadas al caracterizar el viento.

Tabla 5.1. Particularidades de las velocidades de referencia del viento utilizadas en distintas normativas para el cálculo de las cargas de viento (Referencia 19)

Código	Periodo de promedio	Periodo de retorno (años)	Ley de variación con la altura
AS 1170.2 (Australia)	3 segundos	20-100	Potencial
ASCE 7-98 (EE.UU.)	3 segundos	50	Potencial
CIRSOC 102 (Argentina)	3 segundos	10-50	Logarítmica
BSC (Japón)	10 minutos	100	Potencial
ENV 1991-2-4 (Europa)	10 minutos	50	Logarítmica
SNiP (Rusia)	10 minutos	50	Potencial
NBCC (Canadá)	60 minutos	10-30	Potencial
RCDF-2004 (México)	3 segundos	10-200	Potencial

5.1.2. APROXIMACIÓN ESTADÍSTICA PARA DEFINIR LA VELOCIDAD REGIONAL

La velocidad de diseño que debe emplearse para el diseño de estructuras, deberá cumplir con las siguientes características (*Referencia 20*):

- a) Estar referido a la misma altura de observación y a las mismas condiciones de lecturas.
- b) Su frecuencia debe ser claramente establecida, así como la probabilidad de que sea excedido por viento de mayor velocidad.

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Por lo anterior, las velocidades de diseño en una región determinada serán función no sólo de las velocidades físicas del viento en la zona, que están sujetas a variaciones casuales en las cuales, intervienen la presencia de ráfagas, turbulencias, nivel de temperatura y presión, intervalos de medición, etc., por lo cual, lo correcto sería seleccionar velocidades máximas a alturas equivalentes y bajo condiciones de registro semejantes.

Una vez definidas las velocidades máximas medidas, se considerarán leyes estadísticas que permitan aproximarse adecuadamente a los datos de mediciones registradas. Para lo anterior, se deberá seleccionar un tipo de función estadística adecuada, que deberá seleccionarse entre aquellas que tomen en cuenta los efectos periódicos propios del fenómeno. Además, se seleccionarán para diseño, el valor máximo de una población de máximos datos periódicos, ya que la estructura en diseño deberá poder resistir en cualquier instante, a lo largo de su vida útil, el valor máximo absoluto, ya que si resiste ésta sollicitación, también resistirá cualquier otra de los valores de ese periodo.

La estadística de extremos ha encontrado que la distribución de de límites de valor máximo sólo puede presentar tres formas, las que se denominan distribuciones asintóticas. La obtención de estas funciones se debe a **Fisher y Tippett**.

De acuerdo al artículo consultado (*Referencia 20*), el resultado de las mediciones de directas de las velocidades del viento en una región determinada puede presentarse con bastante aproximación por la **Función Asintótica de Tipo II**.

Se tomaron datos de algunos observatorios de la República Mexicana, en cada uno de los cuales se buscó establecer las características siguientes:

- a) Localización geográfica.
- b) Altura sobre el nivel del mar.
- c) Valores máximos, medios y mínimos de la temperatura ambiente.
- d) Topografía circundante al observatorio.
- e) Tipo de aparatos de medición.
- f) Registros y su periodicidad.

Con los datos tomados de los observatorios, se realizaron análisis estadísticos para establecer la similitud de la función seleccionada con los valores registrados, y posteriormente extrapolar los resultados y poder así obtener velocidades básicas de diseño, correspondientes a periodos de recurrencia de 30 y 50 años.

Para efectuar el análisis estadístico, se consideró que, en la función seleccionada, si v_i representa a la velocidad correspondiente a una probabilidad $F(v_i)$, la ecuación de distribución de probabilidades puede escribirse de la siguiente forma:

$$F(v_i) = e^{-\left(\frac{v_i}{\beta}\right)^{-\gamma}} \dots\dots\dots (5.1)$$

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Al aplicar dos veces logaritmo natural, a ambos miembros de la función anterior, se obtiene:

$$L v_i = L \beta - \frac{1}{\gamma} LL \frac{1}{F(v_i)} \dots\dots\dots (5.2)$$

Con las siguientes igualdades:

$$X = L v_i ; \quad Y = LL \frac{1}{F(v_i)}$$

Con ellas se obtiene:

$$Y = [-X + L \beta] \gamma \dots\dots\dots (5.3)$$

La función anterior, en el plano seleccionado, resulta ser una línea recta de pendiente igual a “- γ ” y ordenada al origen igual a $L \beta \gamma$.

De la expresión (5.3) se puede obtener una ecuación para determinar la velocidad del viento en cualquier instante “i”, procediendo de la siguiente forma:

$$v_i = e^{\left[L \beta - \frac{1}{\gamma} LL \frac{1}{F(v_i)} \right]} \dots\dots\dots (5.4)$$

De la función de distribución de probabilidades, se define la velocidad del viento para un periodo de recurrencia de 33.3 años; se tendría que $F(v_i) = 0.970$, correspondiente al cuantil de $Q_3 = 0.03$ (3%), definiéndose cuantil como $Q = [1 - F(v_i)]$.

De forma semejante, para un periodo de recurrencia de 50 años, con un cuantil de 0.02 (2%), se podría determinar la velocidad del viento. Con el dato de la velocidad del viento y la expresión (5.4) se pueden determinar los valores para β y γ ; con estos, fue posible establecer los valores de $v_{33.3}$ y v_{50} en los diversos sitios de observación.

Con los resultados anteriores, es posible establecer las isotacas para los lugares en los que se tengan datos de mediciones, y por interpolación, se pueden determinar las velocidades del viento para otros periodos de recurrencia.

Los resultados previos, son valores probables, y que a lo largo de un periodo de recurrencia dado; podrían presentarse uno o más vientos con velocidades que sobrepasen el valor máximo considerado. La velocidad antes mencionada, indica que para un cuantil de 2%, existe una probabilidad de 2% de que la velocidad máxima sea excedida en un periodo de 50 años; lo anterior no significa que exista un 2% de probabilidad de falla, ya que para determinar ésta última, no sólo intervienen valores estadísticos, sino datos tales como características de calidad, forma y dimensiones de la estructura, destino de la construcción, etc.

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

5.1.3. VELOCIDAD DE DISEÑO DEL VIENTO

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

$$V_D = F_T F_\alpha V_R \dots\dots\dots (5.5)$$

En donde:

- F_T = 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.
- V_R = Velocidad regional que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura, definida a una altura de 10 m sobre la superficie del suelo en terreno plano, y para ráfagas de 3 segundos de duración, en Km/h.

Factor de Exposición, F_α . Este factor refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura Z. Asimismo, 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:

$$F_\alpha = F_C F_{rZ} \dots\dots\dots (5.6)$$

En donde:

- F_C = Factor que determina la influencia del tamaño de la construcción, adimensional.
- F_{rZ} = 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.

Factor de Tamaño, F_C : Toma en cuenta el tiempo en el que la ráfaga del viento actúa de manera efectiva sobre una construcción de dimensiones dadas.

Tabla 5.2. Factor de Tamaño, F_C (Referencia 11)

Clase de Estructura	F_C
A	1.00
B	0.95
C	0.90

Tabla 5.3. Clase de Estructura según su tamaño (Referencia 11)

Clase	Descripción
A	Elementos de recubrimiento de fachadas, ventanerías y techumbres (incluyendo sujetadores). Todo elemento estructural aislado sometido directamente al viento. Toda construcción cuya mayor dimensión, horizontal o vertical, sea menor de 20 m.
B	Toda construcción cuya mayor dimensión, horizontal o vertical, varíe entre 20 y 50 m.
C	Toda construcción cuya mayor dimensión, horizontal o vertical, sea mayor de 50 m.

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Factor de Rugosidad y Altura, F_{rz} : Establece la variación de la velocidad del viento con la altura Z . Dicha variación está en función de la categoría del terreno y del tamaño de la construcción. Se obtiene de las siguientes expresiones:

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{10}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{Si } Z \leq 10 \quad \dots\dots\dots (5.7-A)$$

$$F_{rz} = 1.56 \left[\frac{Z}{\delta} \right]^\alpha \quad \text{Si } 10 < Z < \delta \quad \dots\dots\dots (5.7-B)$$

$$F_{rz} = 1.56 \quad \text{Si } Z \geq \delta \quad \dots\dots\dots (5.7-C)$$

En donde:

δ = 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. δ y Z están dadas en metros.

α = Exponente que define la forma de variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional.

Tabla 5.4. Valores de α y δ (Referencia 11)

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

Tabla 5.5. Categorías del terreno según su rugosidad (Referencia 11)

Categoría	Descripción
1	Terreno abierto, prácticamente plano y sin obstrucciones. Ejemplos: franjas costeras planas, zonas de pantanos, pastizales y tierras de cultivo sin setos o bardas alrededor.
2	Terreno plano u ondulado con pocas obstrucciones. Ejemplos: campos de cultivo o granjas con pocas obstrucciones tales como setos o bardas alrededor, árboles y construcciones dispersas.
3	Terreno cubierto por numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas. Ejemplos: áreas urbanas, suburbanas y de bosques, o cualquier terreno con numerosas obstrucciones estrechamente espaciadas.
4	Terreno con numerosas obstrucciones largas, altas y estrechamente espaciadas. Ejemplos: centros de grandes ciudades y complejos industriales bien desarrollados.

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Factor de Topografía, F_T : Toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplantará la estructura.

Tabla 5.6. Factor de topografía local, F_T (Referencia 11)

Sitios	Topografía	F_T
Protegidos Normales	Base de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento.	0.80
	Valles cerrados.	0.90
Normales	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores que 5%.	1.00
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5% y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1.10
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores que 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1.20

5.1.4. DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS QUE ACTÚAN SOBRE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Presión Dinámica de Base, q_z . Las presiones generadas por la acción del viento sobre su superficie, varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del mismo. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a ésta, se denomina comúnmente presión dinámica de base, y se determina con la siguiente expresión:

$$q_z = 0.0048 G V_D^2 \dots\dots\dots (5.8)$$

En donde:

- G = Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar, adimensional.
- V_D = Velocidad de diseño, en Km/h.
- q_z = Presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en Kg/m².

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

$$G = \frac{0.392 \Omega}{273 + \tau} \dots\dots\dots (5.9)$$

En donde:

- Ω = Presión barométrica, en mm de Hg.
- τ = Temperatura ambiente, en °C.

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Tabla 5.7. Relación entre la altitud y la presión barométrica (Referencia 11)

Altitud (msnm)	Presión Barométrica (mm de Hg)
0	760
500	720
1000	675
1500	635
2000	600
2500	565
3000	530
3500	495

Fuerza de Arrastre en Torres de Celosía, F_a . Para el viento que actúa sobre cualquier cara de la torre, la fuerza de arrastre de diseño deberá calcularse con la siguiente expresión:

$$F_a = C_a A_z q_z \dots\dots\dots (5.10)$$

En donde:

F_a = Fuerza de arrastre, en Kg, que actúa paralelamente a la dirección del viento y es variable con la altura.

C_a = Coeficiente de arrastre en la dirección del flujo del viento, adimensional.

A_z = Área de los miembros de la cara frontal, a una altura Z , proyectada perpendicularmente a la dirección del viento, en m^2 .

q_z = Presión dinámica de base del viento, a la altura Z , en Kg/m^2 .

5.1.5. COEFICIENTES DE ARRASTRE PARA TORRES CON CELOSÍAS

De acuerdo con el Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Viento (Referencia 11) para determinar los coeficientes de arrastre a fin de diseñar las torres con celosías que se utilizan como estructuras de soporte de líneas de transmisión de energía eléctrica, deberán emplearse otras normas, ya que los definidos en dicha referencia corresponden a torres aisladas, cuyo comportamiento difiere considerablemente del que presentan las tratadas en el presente estudio.

Por otra parte, para determinar las acciones de viento sobre los accesorios tales como aisladores, herrajes, cables, etc., podrán agregarse a la suma de las superficies proyectadas, siempre y cuando el área adicional no excede de un 10 % del total. Sin embargo, cuando estos porcentajes se excedan, también deberán emplearse otras guías o lineamientos de diseño específicos para torres con celosías autosoportadas.

Se recomienda emplear los coeficientes de arrastre definidos en la Referencia 2, a fin de determinar adecuadamente las acciones a considerar para el diseño de torres autosoportadas con celosías. En dicha norma se definen los coeficientes de arrastre en función del factor de solidez (ver figura 5.1).

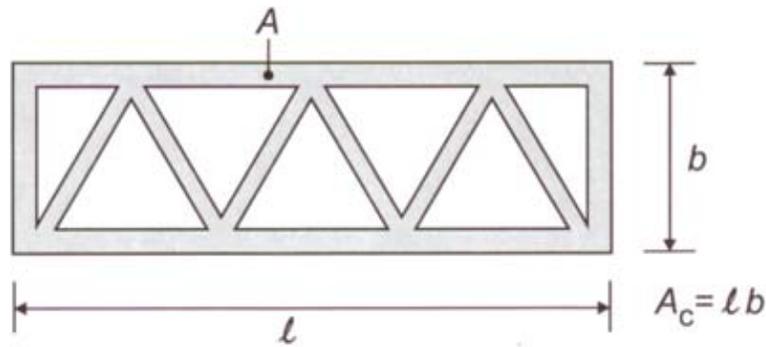


Figura 5.1. Definición del factor de solidez (Referencia 5).

El área de las placas que unen a los elementos puede también considerarse dentro de la suma de áreas proyectadas, siempre y cuando no abarque más de un 10 % del total.

5.1.6. FACTOR DE RESPUESTA DINÁMICA DEBIDA A RÁFAGAS

Debido a su elevada esbeltez una torre para transmisión de energía eléctrica es una estructura especialmente sensible a los efectos dinámicos provocados por la acción turbulenta del viento, además sus periodos largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes (Referencia 11).

Estos efectos se toman en cuenta multiplicando la presión dinámica de base calculada con la expresión (5.8), la cual sólo toma en cuenta la acción del viento laminar, por un factor de amplificación dinámica que se determina con la aplicación de la siguiente expresión (Referencia 1):

$$F_g = 0.43 + g \sqrt{\frac{R}{C_e} \left(B + \frac{S \cdot F}{\beta} \right)} \geq 1.00 \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

En donde:

g = Factor de respuesta máxima dado por la siguiente expresión:

$$g = \left(\sqrt{2 \cdot \ln(3600v)} + \frac{0.58}{\sqrt{2 \cdot \ln(3600v)}} \right) \frac{1}{2.3} \geq 1.48 \quad \dots\dots\dots (5.13)$$

$$v = n_0 \sqrt{\frac{S \cdot F}{S \cdot F + \beta \cdot B}} \quad \dots\dots\dots (5.14)$$

$$V_H = V_R \sqrt{R \cdot C_e} \quad \dots\dots\dots (5.15)$$

$$S = \frac{\pi}{3} \left(\frac{1}{1 + \frac{8 \cdot n_0 \cdot H}{3 \cdot V_H}} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{10 \cdot n_0 \cdot b}{V_H}} \right) \quad \dots\dots\dots (5.16)$$

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

- R = Coeficiente de exposición. Ver tabla 5.8.
- C_e = Factor correctivo que depende de la altura Z en m, y que está dado por $(Z/a)^n$. Los valores de los parámetros a y n se toman de la tabla 5.8.
- H = Altura de la estructura, en m.
- b = Dimensión en planta de la estructura en la dirección paralela al viento, en m.
- B = Factor de excitación de fondo. Tomado de la figura 5.2, en base a la altura H y a la relación de aspecto (b/H).
- S = Factor reductor por tamaño.
- β = Fracción del amortiguamiento crítico, igual a 0.01 en estructuras de acero, y 0.02 en estructuras de concreto.
- n_0 = Frecuencia del modo fundamental de la estructura, en Hz.
- F = Relación de energía de ráfaga, dada por la siguiente expresión:

$$F = \frac{x_0^2}{(1 + x_0^2)^{4/3}}, \text{ donde } x_0 = \frac{1220 \cdot n_0}{V_H} \dots\dots\dots (5.17)$$

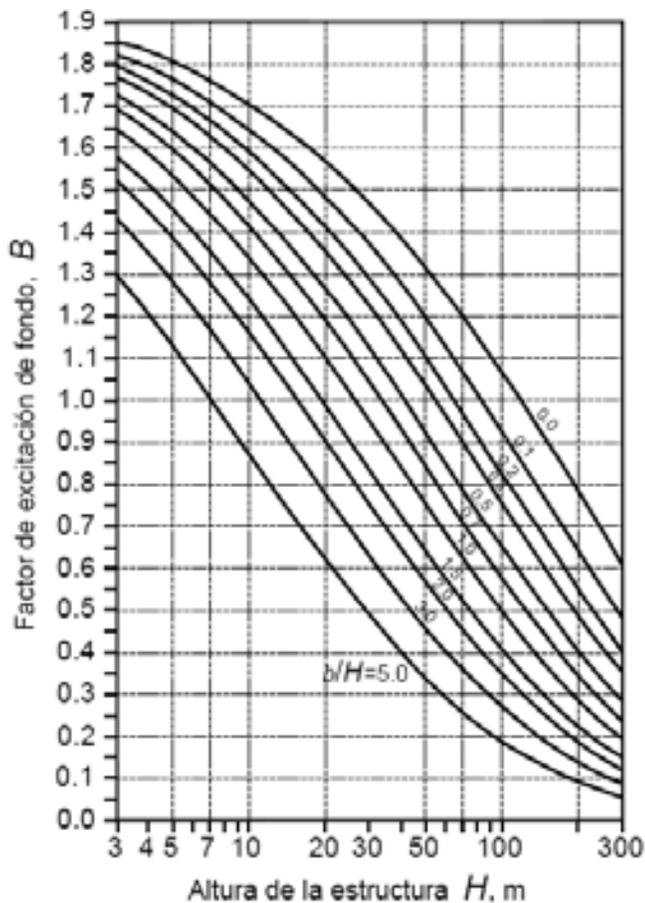


Figura 5.2. Factor de excitación de fondo (Referencia 1).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Tabla 5.8. Factor correctivo por altura (Referencia 1)

Categoría de terreno	R	a	n
1	0.04	10	0.18
2	0.08	10	0.28
3	0.16	20	0.50
4	0.34	33	0.72

5.2. NORMAS BRITÁNICAS (Referencia 2)

5.2.1. DEFINICIONES

a) Rugosidad del terreno. La acción del viento depende de la rugosidad del terreno. Para la mayor rugosidad, corresponde más turbulencia y menor será la velocidad del viento. La rugosidad del terreno influye tanto en la determinación de la velocidad del viento para el diseño y en la determinación del factor de ráfaga.

Tabla 5.9. Definición de la Rugosidad del Terreno (Referencia 2)

Terreno	Características del Terreno
A	Larga extensión de agua, área plana costera, desierto plano.
B	Terreno abierto con muy pocos obstáculos, por ejemplo, terrenos cultivados con pocos árboles o zonas con pocos edificios.
C	Terreno con numerosos obstáculos pequeños de baja altura (setos, árboles y edificios).
D	Áreas suburbanas o terrenos con árboles altos.

b) Velocidad Meteorológica del Viento, V . Velocidad media del viento durante un periodo de 10 minutos a una altura de 10 m sobre el nivel del suelo, en un terreno relativamente abierto (rugosidad B); para la presente norma estará definida en m/s.

c) Velocidad Máxima anual del viento, V_m . Esta velocidad V_m es el máximo valor de la velocidad media del viento durante el año; definida en m/s.

d) Condiciones Generales para la aplicación a líneas de transmisión. Para la aplicación a líneas aéreas se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- Claros largos entre 200 m y 800 m, serán calculados con varios coeficientes (en particular con ráfagas de viento), estas no controlaran claros de longitud mayor a este rango, sin embargo, para claros mayores a 800 m podrán ser elegidos con seguridad.
- Altura de soportes menores a 60m. Soportes superiores podrán ser diseñados siguiendo los mismos principios, pero el cálculo de las acciones del viento deberán ser revisadas.
- La altitud del área de cruce no excederá 1,300 m sobre el nivel medio de la topografía natural, excepto cuando se tenga disponible un estudio específico.

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

- Un ajuste puede hacerse para líneas en áreas de montaña, porque la rugosidad puede variar de acuerdo con la vegetación (árboles altos), pendientes cubiertas de nieve y rugosidad topográfica.

5.2.2. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD METEOROLÓGICA DEL VIENTO

Usualmente la velocidad meteorológica del viento en las estaciones de medición se registra para una altura estándar de 10 m sobre el nivel del terreno natural, en un periodo de medición de t segundos y sobre un terreno cuya rugosidad es de categoría "x". Es decir tenemos una velocidad $V_{x,t}$.

Con la gráfica de la figura 5.3 se determina la relación $V_{x,t}/V_{x,10\text{ min}}$ para las distintas categorías de rugosidad de terreno; conocido este valor se puede calcular el valor de la velocidad meteorológica del viento en el sitio en cuestión para un periodo de medición de 10 minutos, con el empleo de la siguiente expresión:

$$V = V_{x,10\text{ min}} K_j \dots\dots\dots (5.18)$$

El valor de K_j puede obtenerse de la tabla 5.10.

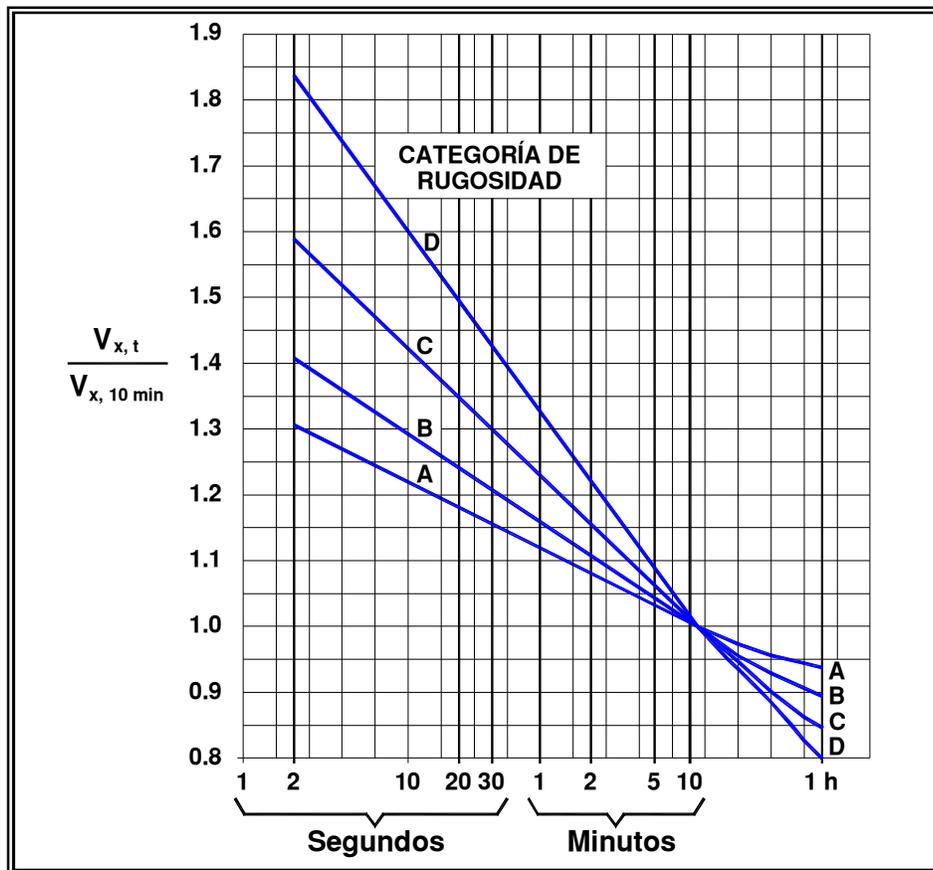


Figura 5.3. Relación entre velocidades meteorológicas del viento a 10 m de altura (Referencia 2).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

Tabla 5.10. Valores del factor K_j (Referencia 2)

Rugosidad del sitio	A	B	C	D
K_j	0.92	1.00	1.17	1.49

La variación de la velocidad del viento V con la altura Z puede evaluarse con la siguiente expresión:

$$V_z = V_{10} \left(\frac{Z}{10} \right)^\alpha \dots\dots\dots (5.19)$$

Donde α es 0.10 ó 0.12 para terreno A; 0.16 para B; 0.22 para C y 0.28 para D.

5.2.3. DETERMINACIÓN DE LA VELOCIDAD MÁXIMA DEL VIENTO, V_M

La velocidad máxima del viento (en m/s) se determina del valor medio \bar{V}_m de las velocidades máximas anuales V_m , y de la desviación estándar σV_m de la distribución estadística de estas velocidades, conforme a la tabla 5.11.

Tabla 5.11. Valores de Velocidad Máxima del Viento (Referencia 2)

Nivel de Confianza	$\bar{V}_m = V_m$		
	$\sigma_{V_m} = 0.12 \bar{V}_m$	$\sigma_{V_m} = 0.16 \bar{V}_m$	$\sigma_{V_m} = 0.20 \bar{V}_m$
1	1.30	1.41	1.52
2	1.41	1.55	1.70
3	1.51	1.70	1.87

Los valores son válidos cuando el número de años de observación es muy grande.

Las velocidades del viento serán medidas en estaciones meteorológicas no lejanas de la ruta de la línea. Cuando las estaciones meteorológicas se encuentren lejos de la localización esperada para la construcción de la línea, puede emplearse el gradiente de velocidad del viento, para estimar el valor aproximado para el sitio en cuestión.

Para áreas sujetas a vientos de muy alta velocidad, pero de poca frecuencia, un estudio especial para determinar la ley de distribución de los valores máximos será requerido, ya que no puede ser deducido solamente de las velocidades máximas anuales.

5.2.4. VELOCIDAD DE REFERENCIA DEL VIENTO V_R PARA EL DISEÑO

La velocidad de referencia del viento V_R para el diseño, es la velocidad del viento en el sitio de la línea. V_R (en m/s) se obtiene de la velocidad máxima del viento V_M por medio de la siguiente relación:

$$V_R = K_R V_M \dots\dots\dots (5.20)$$

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

5.2.5. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DEL TERRENO, K_R

K_R es un coeficiente que se define de acuerdo a la rugosidad del terreno donde se localizará la línea y del área circundante; su valor puede tomarse de la tabla 5.12.

Para sitios de rugosidades intermedias, K_R puede ser interpolado. En la estimación del valor de la rugosidad del terreno, es necesario considerar los cambios a futuro en los alrededores de la ruta de la línea.

Tabla 5.12. Valores de K_R para diferentes rugosidades de Terreno (Referencia 2)

Rugosidad del Terreno	A	B	C	D
K_R	1.08	1.00	0.85	0.67

El valor de K_R corresponde al valor medio de la velocidad del viento V , para un intervalo de medición de 10 minutos.

5.2.6. REDUCCIÓN DEL VIENTO POR TEMPERATURA MÍNIMA

- a) **Temperatura Mínima:** La temperatura mínima debe ser considerada como el valor mínimo anual, con una probabilidad de excedencia de 2% o un periodo de retorno de 50 años. Cuando la línea de transmisión estará localizada en un área donde la temperatura mínima del aire puede ser influenciada por la topografía local, será necesario tomar en consideración dicha influencia.
- b) **Reducción de la Velocidad del Viento:** La reducción de la velocidad del viento será igual a la velocidad de referencia del viento V_R , elegida por la velocidad máxima supuesta, multiplicada por un coeficiente elegido de acuerdo con las condiciones meteorológicas locales (temperatura).

Cuando no se conozcan las condiciones meteorológicas locales, se recomienda emplear un valor de 0.60 para este coeficiente.

5.2.7. COEFICIENTE DE ACCIÓN DEL VIENTO SOBRE ALGÚN ELEMENTO DE LA LÍNEA

El valor característico de α para el módulo de acción, para el viento que actúe horizontal o perpendicularmente a algún elemento de la línea de transmisión (sobre conductores, aisladores, sobre todos o parte de los elementos de las torres de soporte) está dado por la siguiente expresión:

$$\alpha = q_0 C_N K_\theta G_x \dots\dots\dots (5.21)$$

En donde:

q_0 = Presión dinámica de referencia, la cual está dada en términos de la velocidad de referencia del viento V_R en el lugar de localización de la línea, con base en la siguiente expresión:

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

$$q_0 = \frac{1}{2} \mu V_R^2 \dots\dots\dots (5.22)$$

En donde:

μ = Densidad del aire (igual a 1.225 Kg/m³ a una temperatura de 15 °C y bajo una presión atmosférica normal de 1013 mbar).

C_N = Coeficiente de arrastre que depende de la forma del elemento considerado.

Se determina en función del factor de solidez ϕ , con el empleo de las gráficas de la figura 5.5 (para torres de sección cuadrada y triangular).

K_θ = Factor de incidencia del viento. Se determina de la gráfica de la *figura 5.6*, en función del factor de solidez, evaluado con las áreas proyectadas de acuerdo al ángulo de incidencia con que el viento actúe sobre ella (*ver figura 5.4*).

G_x = Factor ráfaga del viento que toma en cuenta la turbulencia del viento. Varía en términos de la respuesta dinámica de los elementos considerados.

Para el caso de conductores se obtiene de las gráficas de las *figuras 5.7, 5.8, 5.9 y 5.10* (dependiendo de la categoría de la rugosidad de terreno), en función de la altura Z_c sobre el terreno a que se encuentre ubicado y del claro L_m del mismo.

Para el caso de los aisladores y las torres de soporte se obtiene de la gráfica de la *figura 5.11*, en función del coeficiente de rugosidad del terreno y de la altura Z sobre el terreno a que se encuentre el elemento en cuestión.

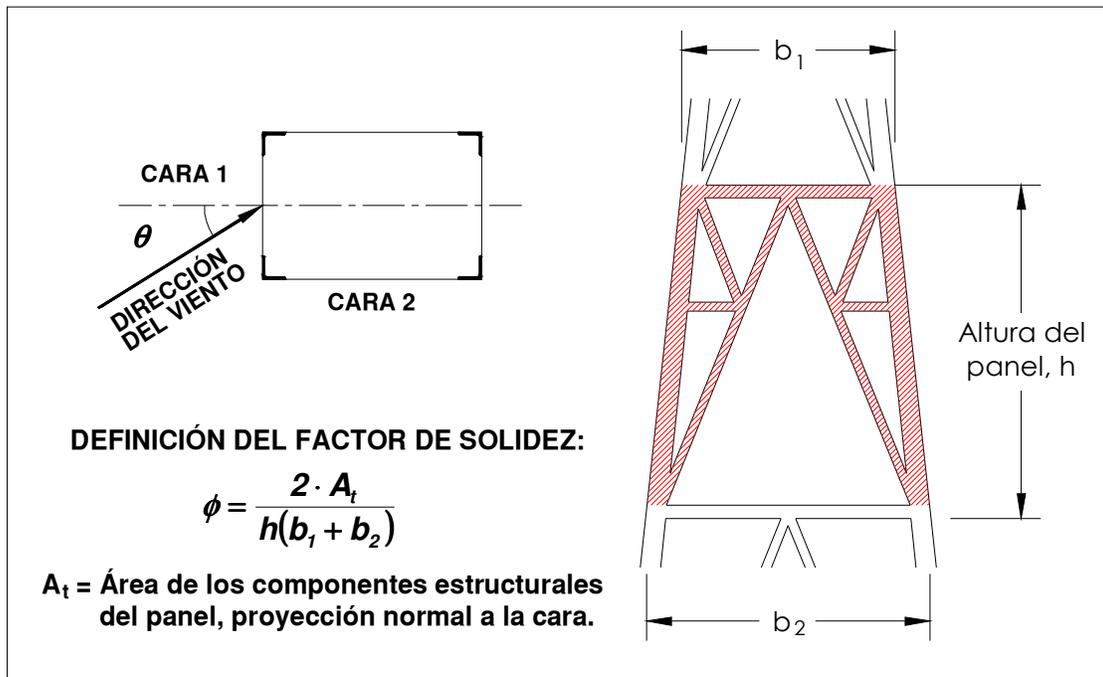
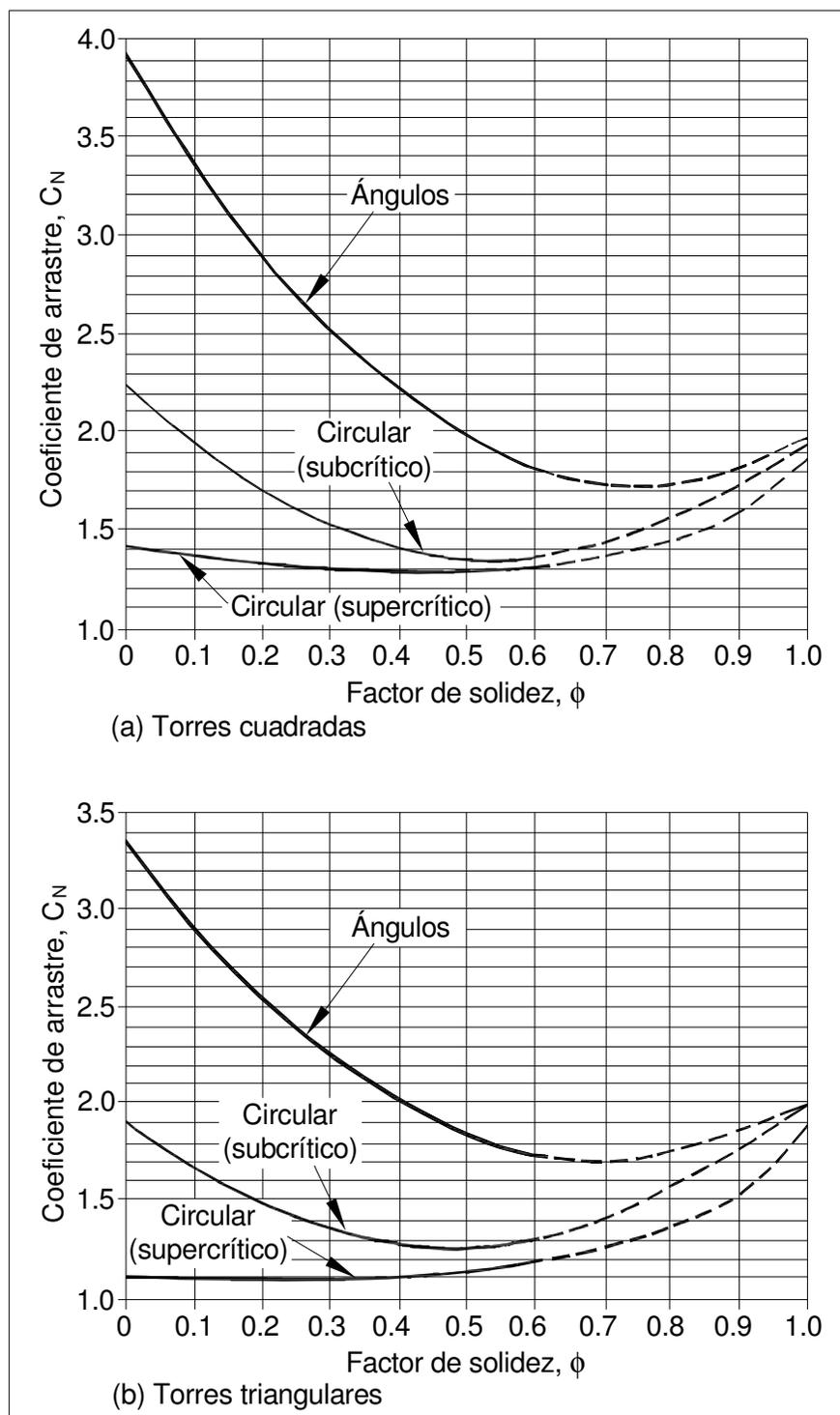


Figura 5.4. Ángulo de incidencia del viento y definición del factor de solidez (Referencia 2).



Nota: Para torres con $\phi > 0.6$, el coeficiente de arrastre deberá ser verificado mediante modelos en pruebas en un túnel de viento.

Figura 5.5. Coeficiente de Arrastre para torres de soporte, C_N (Referencia 2).

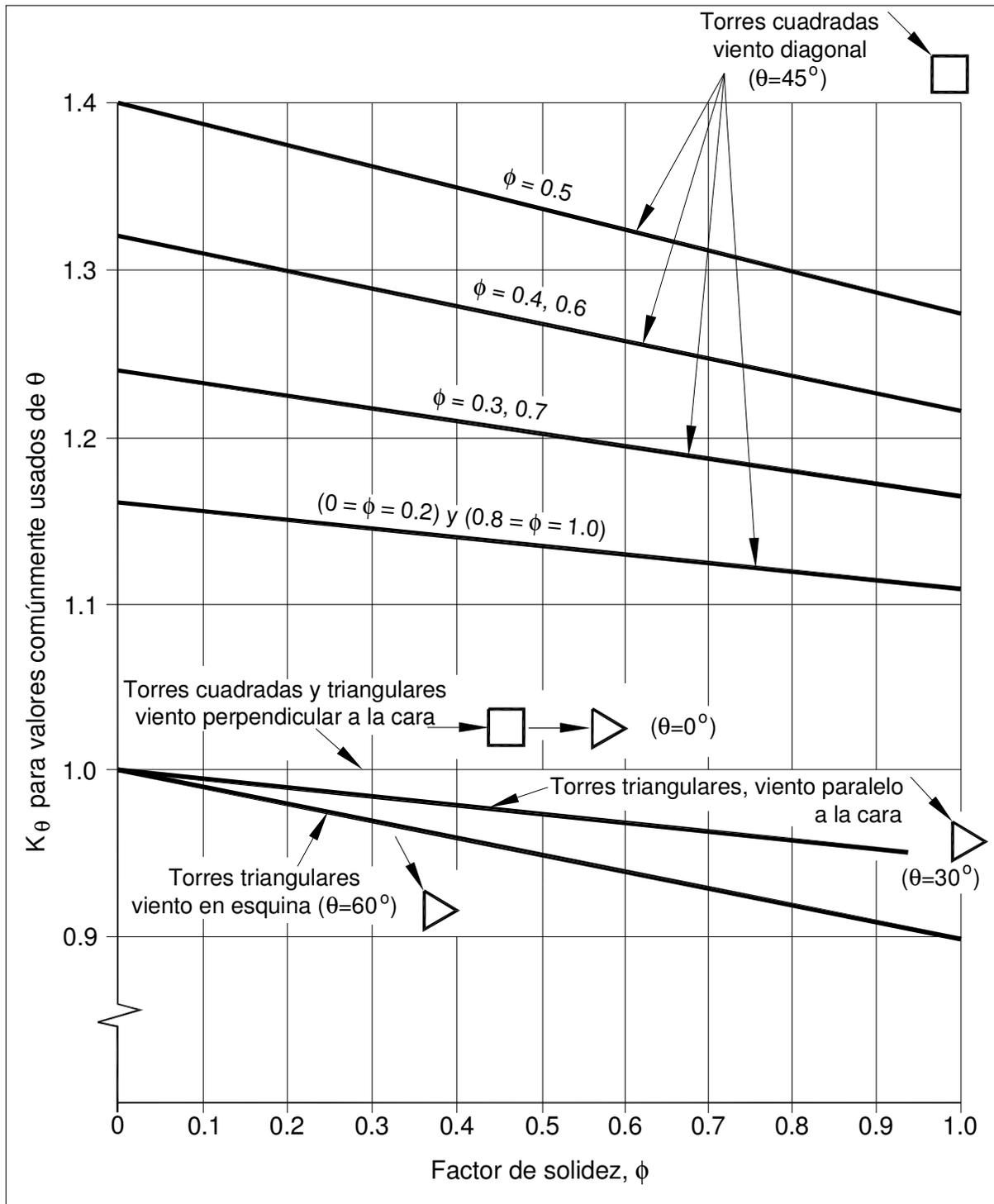


Figura 5.6. Factor de incidencia del viento, K_θ (Referencia 2).

5.2.8. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE VIENTO SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

a) Carga de viento sobre conductores: El efecto del viento sobre conductores se representa mediante cargas debidas a la presión del viento; además el efecto del incremento en la tensión mecánica.

Carga debida a la presión del viento: La carga (F_c) esperada por el efecto del viento sobre un claro de longitud L , aplicado a cada punto de este claro y perpendicularmente a él, esta dado por la siguiente expresión:

$$F_c = q_0 C_{xc} G_c d \frac{L}{2} \text{sen}^2 \Omega \dots\dots\dots (5.23)$$

En donde:

- C_{xc} = Coeficiente de arrastre del conductor, igual a 1.00 para las magnitudes de tensión y velocidades del viento que generalmente se presentan.
- d = Diámetro del conductor.
- L = Longitud del claro.
- Ω = Ángulo de incidencia de la dirección del viento con respecto a la dirección de la línea. Este ángulo será el que produzca la mayor carga crítica sobre el componente.
- G_c = Factor de ráfaga, el cual considera la turbulencia del viento y la respuesta dinámica del conductor, se define con el empleo de las *figuras 5.7, 5.8, 5.9 y 5.10*, en base a la altura Z sobre el nivel de terreno natural.

El factor G_c está en función de:

- La mitad de la suma de las longitudes L_m de dos claros adyacentes del soporte considerado, proyectado de acuerdo a la dirección del viento.
- La rugosidad del terreno.
- La altura media Z_c del conductor sobre el terreno.

b) Carga de viento sobre aisladores: Las cargas de viento que actúan sobre aisladores fijos dependen de la carga transferida por el conductor y de la presión del viento, al actuar directamente sobre los aisladores. La segunda carga esta dada por:

$$F_i = q_0 C_{xi} G_i S_i \dots\dots\dots (5.24)$$

En donde:

- C_{xi} = Coeficiente de arrastre de los aisladores (tomar 1.20).
- S_i = Área del aislador proyectada horizontalmente sobre un plano vertical al eje aislador.
- G_i = Factor de ráfaga definido en base a la rugosidad del terreno; varía con la altura Z del nivel del terreno al centro de gravedad del aislador (*figura 5.11*).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

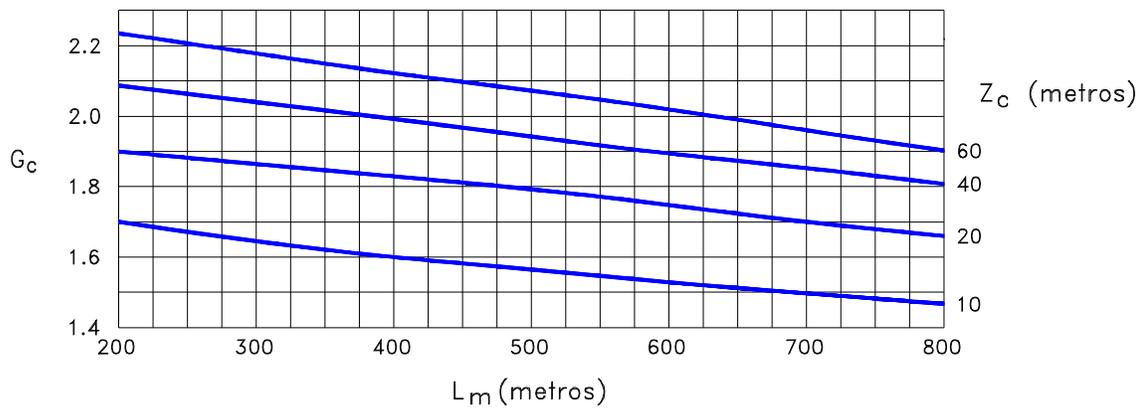


Figura 5.7. Factor de ráfaga para conductores, terreno de rugosidad A (Referencia 2).

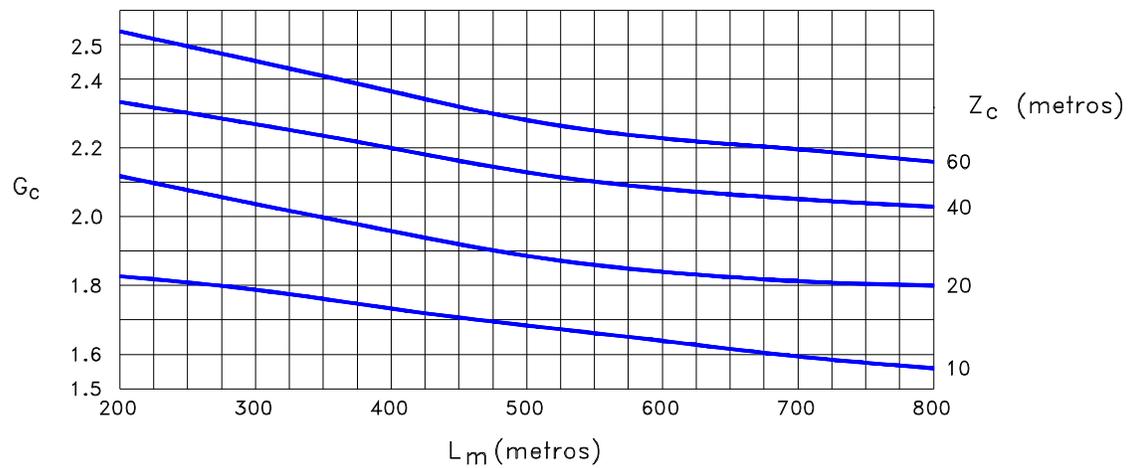


Figura 5.8. Factor de ráfaga para conductores, terreno de rugosidad B (Referencia 2).

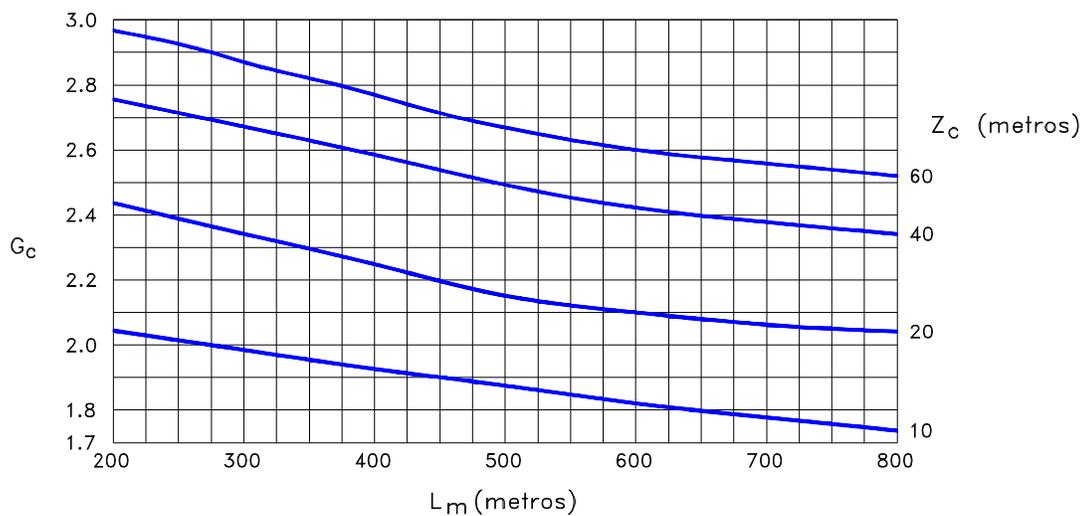


Figura 5.9. Factor de ráfaga para conductores, terreno de rugosidad C (Referencia 2).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

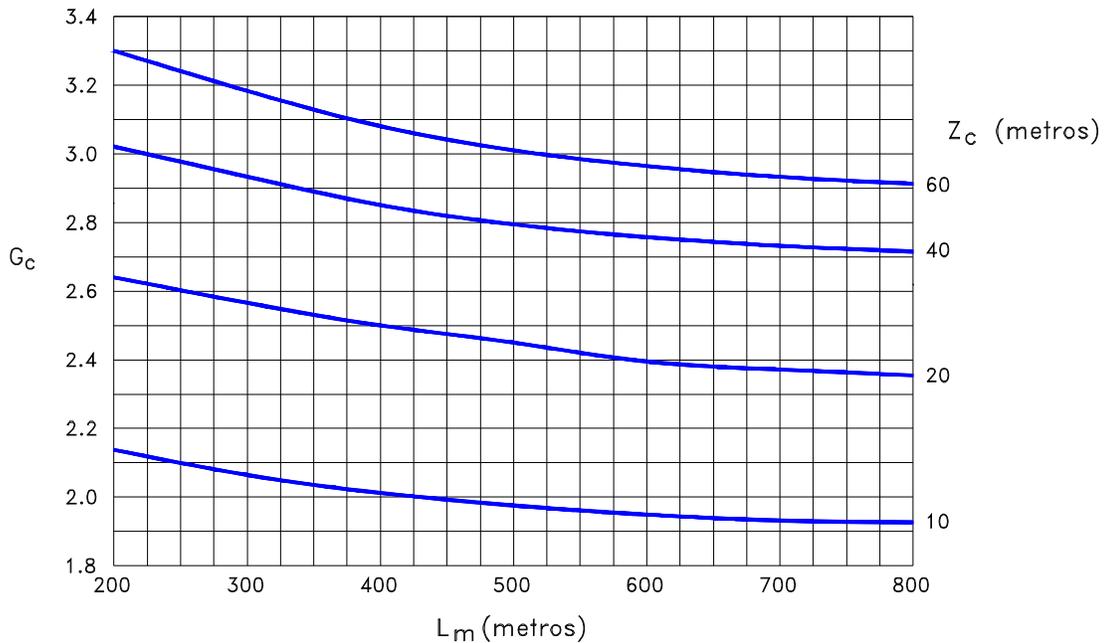


Figura 5.10. Factor de ráfaga para conductores, terreno de rugosidad D (Referencia 2).

c) Carga de viento sobre las Torres: Las cargas de viento sobre las torre consisten de la carga transmitida por conductores y aisladores, además la carga que actúa en la torre.

- Torres con celosía de sección rectangular cruzada: Para determinar el efecto del viento en torres con celosía, ésta se divide en paneles de altura h , el cual se toma entre la intersección del elemento principal y las diagonales. Para una torre con celosía de sección rectangular cruzada, la carga de viento F_t , en la dirección normal, es igual a:

$$F_t = q_0 (1 + 0.2 \text{ sen}^2 2\theta) (S_{T1} C_{N1} K_{\theta 1} \cos^2 \theta + S_{T2} C_{N2} K_{\theta 2} \text{ sen}^2 \theta) G_t \dots\dots\dots (5.25)$$

En donde:

θ = Ángulo de incidencia del viento medido en un plano horizontal (ver figura 5.4).

S_{T1} = Área de la superficie proyectada en forma normal a la cara 1 de los miembros del panel de altura h . Cuando se determina la proyección del área de la superficie de una cara específica, la proyección de los elementos del armazón de las caras adyacentes y sus miembros de contraveteo, puede no ser tomada en cuenta.

S_{T2} = Área total de la superficie proyectada en forma normal sobre la cara 2 del mismo panel.

C_{N1}, C_{N2} = Coeficiente de arrastre sobre las caras 1 y 2 para viento perpendicular a cada cara (figura 5.5).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

$K_{\theta 1}, K_{\theta 2}$ = Factor de incidencia del viento sobre las caras 1 y 2 para viento perpendicular a cada cara (*figura 5.6*).

G_t = Factor de ráfaga para considerar la acción turbulenta del viento, el cual está en función de la altura Z del nivel del terreno al centro de gravedad de la sección y de la rugosidad del terreno (*figura 5.11*).

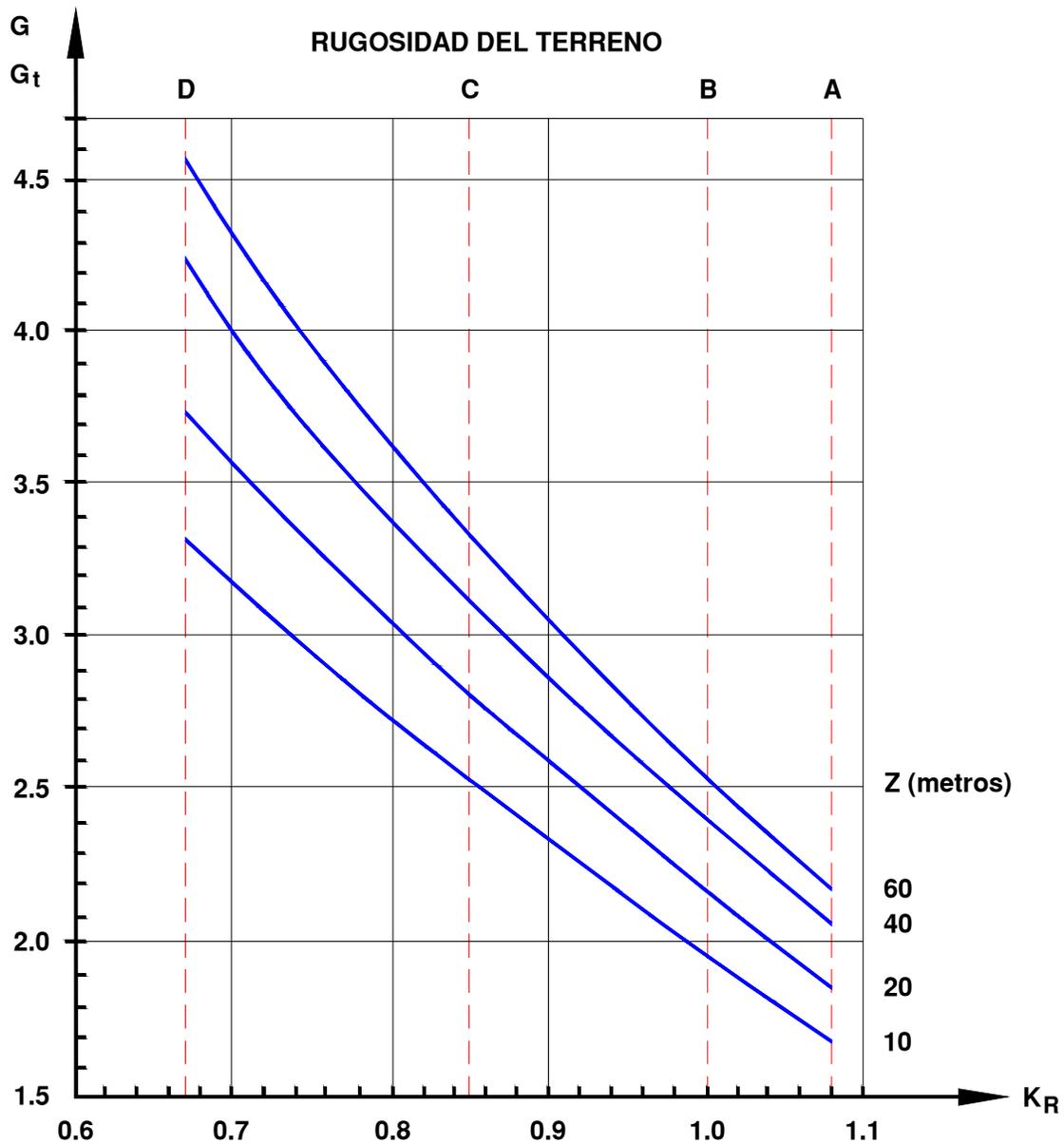


Figura 5.11. Factor de ráfaga para aisladores y torres (Referencia 2).

5.3. EUROCÓDIGO 2005 (Referencia 5)

5.3.1. VELOCIDAD DEL VIENTO

a) Bases para Cálculo: La velocidad media del viento V_m se determina a partir de la velocidad del viento V_b , que a su vez depende de la velocidad climática, descrita en el apartado siguiente, y de la variación del viento con la altura; esta última depende de las condiciones de rugosidad del terreno y de la orografía de la zona en cuestión.

b) Valores Básicos: El valor fundamental de la velocidad básica del viento, $V_{b,0}$, es una velocidad característica del viento en un lapso promedio de 10 minutos, independientemente de la dirección del viento y época del año, a 10 m sobre el nivel del terreno, en una zona con escasa vegetación y obstáculos aislados; estos últimos, con separaciones por lo menos de 20 veces la altura de los mismos obstáculos. La velocidad básica del viento se calcula con la siguiente expresión:

$$V_b = C_{dir} \cdot C_{periodo} \cdot V_{b0} \dots\dots\dots (5.26)$$

En donde:

V_b = Velocidad básica del viento, definida en función de la dirección del viento y la época del año a 10 m sobre el nivel de un terreno categoría II, en m/s.

$V_{b,0}$ = Valor fundamental de la velocidad básica del viento, en m/s.

C_{dir} = Factor direccional, cuyo valor recomendado es 1.00.

$C_{periodo}$ = Factor de periodo, el valor recomendado es 1.00.

La velocidad media del viento para un lapso de tiempo de 10 minutos tiene una probabilidad p anual de ser excedida, que puede obtenerse al multiplicar la velocidad básica del viento, V_b , por el factor de probabilidad, C_{prob} , dado por la expresión (5.27).

$$C_{prob} = \left[\frac{1 - K \cdot \ln(-\ln(1 - p))}{1 - K \cdot \ln(-\ln(0.98))} \right]^n \dots\dots\dots (5.27)$$

En donde:

K = Parámetro de forma, que depende del coeficiente de variación de la distribución de valores extremos. El valor recomendado para este parámetro es de 0.20.

n = Exponente, cuyo valor recomendado es 0.50.

5.3.2. VIENTO MEDIO

a) Variación del Viento con la Altura: La velocidad media del viento $V_m(Z)$, a una altura Z sobre el nivel del terreno, depende de la rugosidad del terreno, la orografía de la zona y de la velocidad básica del viento, V_b ; se determina con la siguiente expresión:

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

$$V_m(Z) = C_r(Z) \cdot C_o(Z) \cdot V_b \quad \dots\dots\dots (5.28)$$

En donde:

$C_r(Z)$ = Factor de rugosidad, definido más adelante.

$C_o(Z)$ = Factor de orografía, se recomienda tomar 1.00.

b) Rugosidad del Terreno: El factor de rugosidad, $C_r(Z)$, proporciona la variación de la velocidad media del viento en el sitio donde se desplanta la estructura, por efecto de los siguientes factores:

- La altura sobre el nivel del terreno de desplante.
- La rugosidad de la superficie del terreno en la dirección del viento considerado.

El factor de rugosidad a una altura Z está dado por la siguiente expresión, la cual considera una variación logarítmica de la velocidad:

$$C_r(Z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Para } Z_{\min} \leq Z \leq Z_{\max} \quad \dots\dots\dots (5.29-A)$$

$$C_r(Z) = C_r(Z_{\min}) \quad \text{Para } Z_{\min} < Z \quad \dots\dots\dots (5.29-B)$$

En donde:

Z_0 = Extensión de rugosidad (ver tabla 5.13).

k_r = Factor de terreno, dependiente de la extensión de rugosidad Z_0 calculada con la expresión (5.30).

$$k_r = (0.19) \left(\frac{Z_0}{Z_{0,ii}} \right)^{0.07} \quad \dots\dots\dots (5.30)$$

En donde:

$Z_{0,ii}$ = 0.05 m (terreno categoría II).

Z_{\min} = Altura mínima (ver tabla 5.13).

Z_{\max} = Tomar un valor de 200 m.

Un sólo valor de rugosidad puede ser empleado para un área mayor, con una rugosidad determinada, y otra área menor con otra categoría, siempre que el área menor represente menos del 10% del área mayor; en esta condición se considerará la categoría del área mayor.

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

c) Orografía del Terreno: Cuando la orografía incrementa la velocidad del viento en más de 5 %, los efectos serán considerados usando el factor de orografía, C_o . El efecto de la orografía puede no ser tomado en cuenta, cuando la pendiente promedio del terreno es menor de 3°.

Tabla 5.13. Categorías de terreno y parámetros de terreno (Referencia 5)

Categoría del Terreno		Z_0 (m)	$Z_{mín}$ (m)
0	Mar o zona costera, área expuesta a mar abierto.	0.003	1
I	Lagos o llanos de área horizontal, con vegetación insignificante y sin obstáculos.	0.01	1
II	Área con escasa vegetación tal como pasto y obstáculos aislados (árboles, edificios) con separación de menos de 20 veces la altura de los obstáculos.	0.05	2
III	Área cubierta uniformemente con vegetación o edificios, o con obstáculos aislados con separaciones máximas de 20 veces la altura de los obstáculos (como pueblos, terrenos suburbanos, bosques permanentes).	0.30	5
IV	Área en que por lo menos el 15 % de la superficie está cubierta con edificios y sus alturas promedio exceden de 15 m.	1.00	10

d) Turbulencia del Viento: El índice de turbulencia $I_v(Z)$ a una altura Z está definida por la desviación estándar de la turbulencia dividida por la velocidad media del viento. La componente de la turbulencia de la velocidad del viento tiene un valor medio de 0 y una desviación estándar σ_v ; ésta última se puede determinar con la siguiente expresión:

$$\sigma_v = k_r \cdot V_b \cdot k_t \quad \dots\dots\dots (5.31)$$

Para el factor de terreno k_r (ver expresión 5.30), influye la velocidad básica del viento V_b (ver expresión 5.26) y el factor de turbulencia k_t , este último parámetro se recomienda tomarlo con un valor de 1.00. El valor de $I_v(Z)$ se puede determinar con la siguiente expresión:

$$I_v(Z) = \frac{\sigma_v}{V_m(Z)} = \frac{k_t}{C_o(Z) \cdot \ln(Z/Z_0)} \quad \text{Para } Z_{mín} \leq Z \leq Z_{máx} \quad \dots\dots\dots (5.32-A)$$

$$I_v(Z) = I_v(Z_{mín}) \quad \text{Para } Z_{mín} < Z \quad \dots\dots\dots (5.32-B)$$

En donde:

k_t = Factor de turbulencia.

$C_o(Z)$ = Factor de orografía.

Z_0 = Extensión de rugosidad (ver tabla 5.13).

5.3.3. PRESIÓN MÁXIMA DE VELOCIDAD

Cuando se presenten fluctuaciones en la velocidad del viento, debe ser determinada la presión máxima de velocidad $q_p(Z)$ a una altura Z . La siguiente expresión proporciona una regla para determinar la presión máxima de velocidad:

$$q_p(Z) = [1 + 7 \cdot I_v(Z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2(Z) = C_e(Z) \cdot q_b \quad \dots\dots\dots (5.33)$$

En donde:

ρ = Densidad del aire, que depende de la altitud, temperatura y presión barométrica. El valor recomendado para ρ es de 1.25 Kg/m³.

$C_e(Z)$ = Factor de exposición dado por la expresión (5.34).

q_b = Presión básica de velocidad, dada por la expresión (5.35).

$$C_e(Z) = \frac{q_p(Z)}{q_b} \quad \dots\dots\dots (5.34)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_m^2 \quad \dots\dots\dots (5.35)$$

Para un terreno plano donde $C_o(Z) = 1.00$, el factor de exposición $C_e(Z)$ puede obtenerse de la figura 5.12, como función de la altura Z sobre el nivel de terreno de desplante y de la categoría del terreno definida en la tabla 5.13.

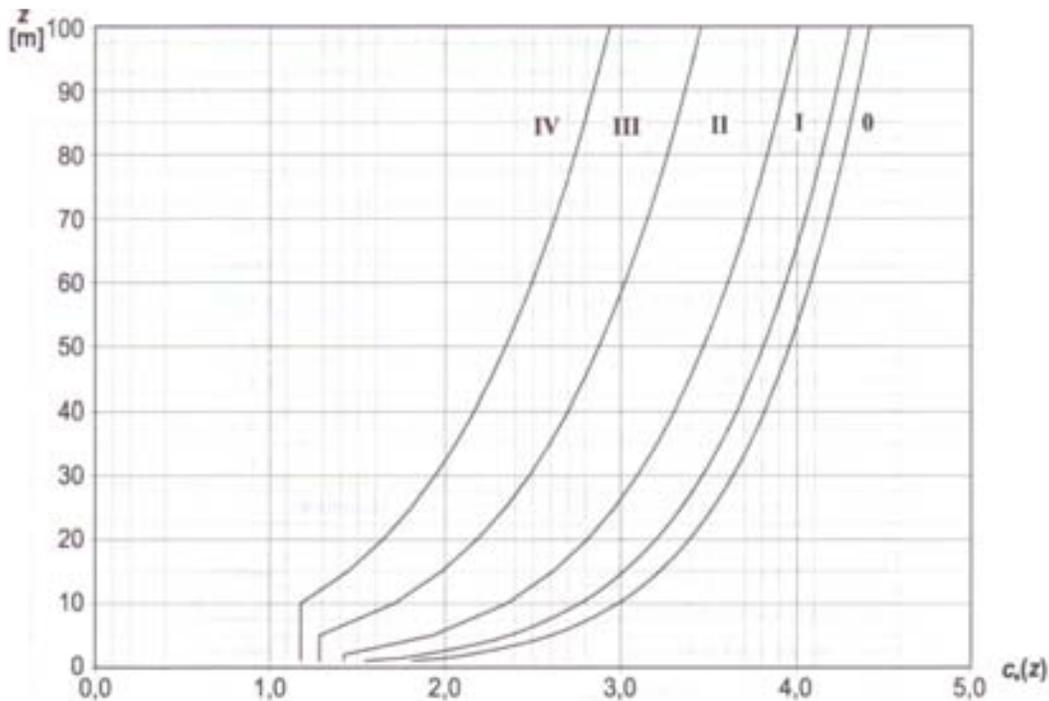


Figura 5.12. Factor de exposición $C_e(Z)$ para $C_o = 1.00$ y $k_r = 1.00$ (Referencia 5).

5.3.4. FUERZAS DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL VIENTO

Las fuerzas del viento sobre la estructura completa o sobre las componentes estructurales de la misma, se determinan con base en los siguientes procedimientos:

- Por el cálculo de las fuerzas, mediante coeficientes de fuerzas.
- Por el cálculo directo de las fuerzas, a partir de las presiones en la superficie.

La fuerza del viento F_w que actúa sobre una estructura o componente estructural, se puede determinar directamente mediante la siguiente expresión:

$$F_w = C_s C_d \cdot C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \dots\dots\dots (5.36)$$

O por sumatoria vectorial, cuando los elementos estructurales individuales se consideren, mediante la siguiente expresión:

$$F_w = C_s C_d \cdot \sum_{\text{elementos}} C_f \cdot q_p(z_e) \cdot A_{ref} \dots\dots\dots (5.37)$$

En donde:

$C_s C_d$ = Factor estructural (ver figura 5.13).

C_f = Coeficiente de fuerza para la estructura o componente estructural.

$q_p(z_e)$ = Presión de velocidad máxima a una altura de referencia de z_e .

A_{ref} = Área de referencia de la estructura o componente estructural.

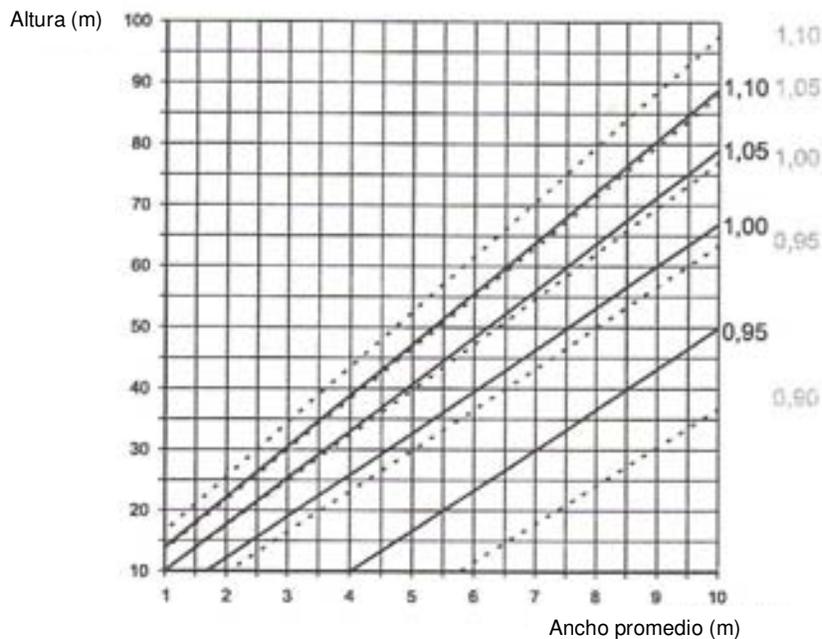


Figura 5.13. Factor estructural para torres con celosías, $C_s C_d$ (Referencia 5).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

La fuerza de fricción sobre una estructura o componente estructural, sobre el cual actúa la velocidad del viento, está dada por la siguiente expresión:

$$F_{fr} = C_{fr} \cdot q_p(Z_e) \cdot A_{fr} \dots\dots\dots (5.38)$$

En donde:

C_{fr} = Coeficiente de fricción (ver tabla 5.14).

A_{fr} = Área de la superficie externa paralela a la dirección del viento.

La fuerza de fricción actúa en la dirección de la componente del viento paralela a las superficies externas.

Los efectos de la fricción del viento sobre las superficies se pueden despreciar, cuando el área total de todas las superficies paralelas a la acción del viento (o que actúe con un ángulo pequeño) es igual o menor a 4 veces el área total de todas las superficies externas, perpendiculares a la acción del viento.

Tabla 5.14. Coeficientes de fricción para distintos tipos de superficie (Referencia 5)

Tipo de superficie	Coeficiente de fricción C_{fr}
Lisa (acero, concreto liso)	0.01
Rugosa (concreto en pavimentos)	0.02
Muy rugosa (varillas corrugadas)	0.04

5.3.5 COEFICIENTES DE FUERZA PARA ESTRUCTURAS CON CELOSÍAS

El coeficiente de fuerza, C_f , para el caso estructuras con celosías, será determinado con la siguiente expresión:

$$C_f = C_{f,0} \cdot \psi_\lambda \dots\dots\dots (5.39)$$

En donde:

$C_{f,0}$ = Coeficiente de fuerza de estructuras con celosías y andamios. Aparecen en las figuras (5.14) y (5.15), las cuales están en función del factor de solidez (ϕ) y del número de Reynolds (R_e).

R_e = Número de Reynolds, el cual está en función del diámetro medio del miembro en estudio, b_i .

ψ_λ = Factor de efecto de fondo, que es función de la esbeltez de la estructura, λ , calculada con " l " y con $b = d$, ver figura 5.16.

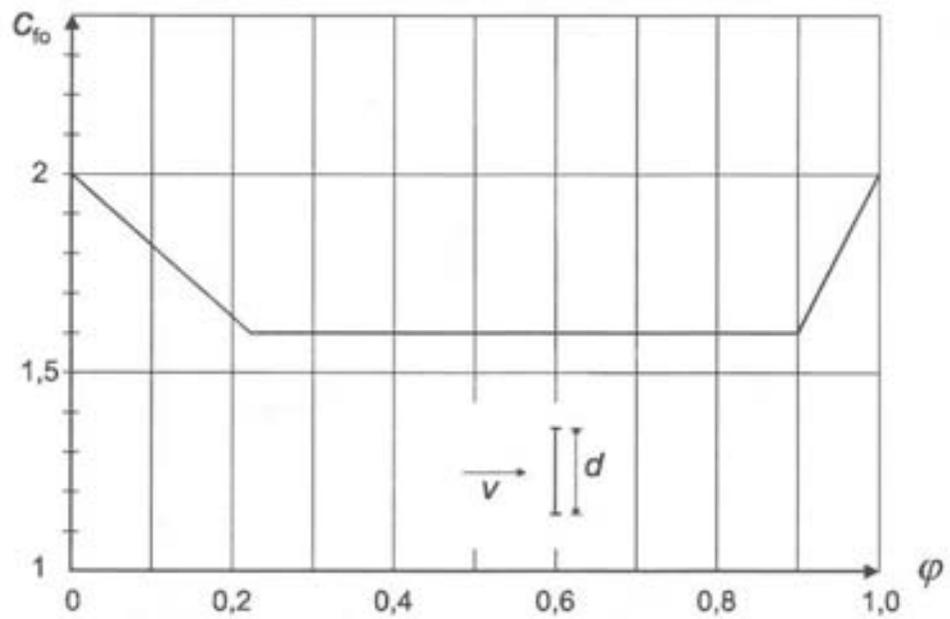


Figura 5.14. Coeficiente de fuerza $C_{f,0}$ para una estructura con celosías plana con miembros angulares, en función del factor de solidez φ (Referencia 5).

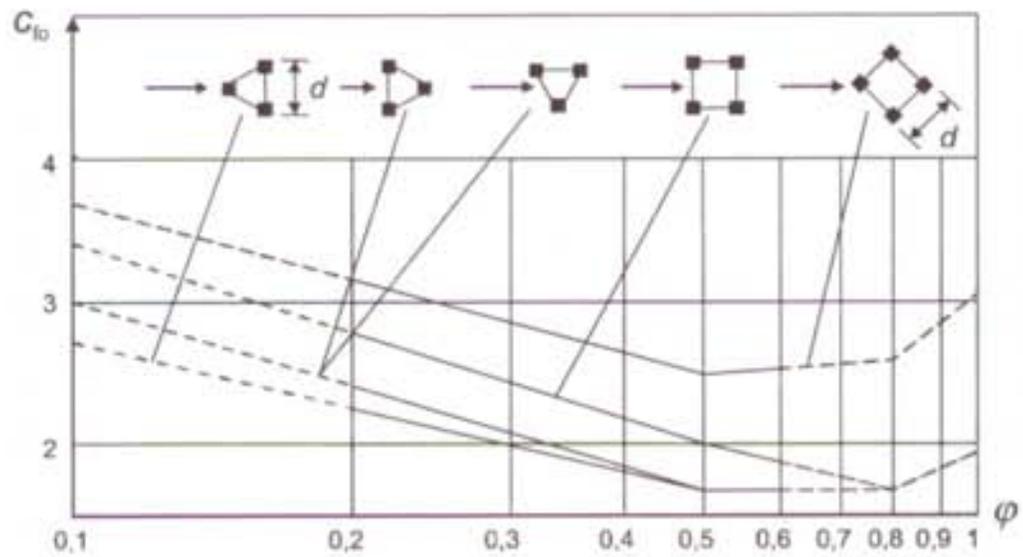


Figura 5.15. Coeficiente de fuerza $C_{f,0}$ para una estructura con celosías espaciales con miembros angulares, en función del factor de solidez φ (Referencia 5).

El factor de solidez, φ , está definido por la siguiente expresión (ver figura 5.4.):

$$\varphi = \frac{A}{A_c} \dots\dots\dots (5.40)$$

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

En donde:

A = Es la suma del área de cada uno de los miembros de la estructura, proyectada sobre el plano normal a la acción del viento. Este valor se puede determinar con la siguiente expresión:

$$A = \sum_i b_i \cdot \ell_i + \sum_k A_{gk}$$

A_c = Área total encerrada por los bordes de la cara proyectada sobre el plano normal a la dirección del viento, y es igual a $A_c = d \cdot \ell$.

ℓ = Longitud de la celosía.

d = Profundidad de la celosía.

b_i, ℓ_i = Longitud y profundidad del miembro individual i , proyectadas normalmente a la cara.

A_{gk} = Área de la placa de unión k .

El área de referencia A_{ref} se obtiene de la siguiente expresión:

$$A_{ref} = A \dots\dots\dots (5.41)$$

La altura de referencia z_e es igual a la altura máxima de los elementos sobre el nivel de desplante.

El factor de efecto de fondo (ψ_λ) que es función de la esbeltez de la estructura, toma en cuenta la resistencia reducida esperada de la estructura, por el flujo turbulento del viento alrededor de la base de la estructura.

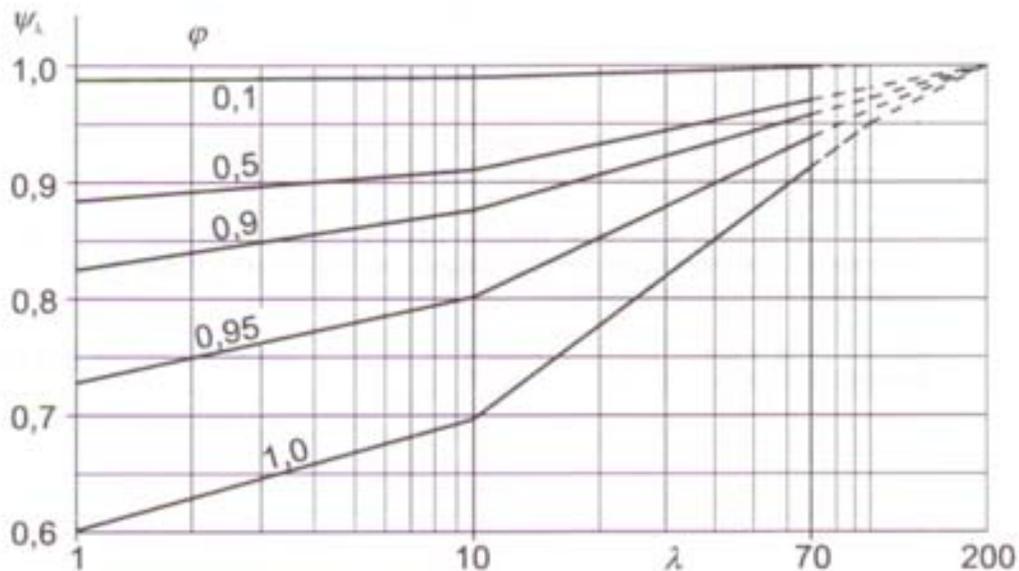


Figura 5.16. Valor indicativo del factor de efecto de fondo ψ_λ , en función del factor de solidez ϕ contra la esbeltez λ (Referencia 5).

CAPÍTULO V. DIVERSAS METODOLOGÍAS PARA EL ANÁLISIS DE LA ACCIÓN DEL VIENTO

El Eurocódigo 2005 establece expresiones para definir en forma aproximada los valores de la esbeltez correspondiente a diversos tipos de estructuras, las cuales están en función del ancho de la sección transversal (b), de la altura total (ℓ) de la estructura en estudio y de la forma de la misma.

Las expresiones antes mencionadas se muestran en la tabla 5.15, y pueden emplearse para definir de la figura 5.16 el factor de efecto de fondo ψ_λ .

Tabla 5.15. Valores recomendados de λ para cilindros, secciones poligonales, rectangulares y angulares y estructuras con celosías (Referencia 5)

Forma de la estructura	Esbeltez efectiva λ
Para secciones poligonales, rectangulares y angulares y estructuras con celosías	Para $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 1.4 \ell/b$ ó $\lambda = 70$. Para $\ell < 15$ m, $\lambda = 2 \ell/b$ ó $\lambda = 70$.
Para cilindros circulares	Para $\ell \geq 50$ m, $\lambda = 0.7 \ell/b$ ó $\lambda = 70$. Para $\ell < 15$ m, $\lambda = \ell/b$ ó $\lambda = 70$.
Para valores intermedios de ℓ , puede emplearse interpolación lineal.	

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL

En el presente capítulo se detallan las normas consideradas en este estudio, para la revisión del diseño de los miembros de las torres de transmisión (estructuras de soporte de la línea de transmisión de energía eléctrica), los cuales son elementos con área de sección transversal pequeña y longitudes considerables (elementos muy esbeltos), se considera que trabajan únicamente por carga axial, ya sea a tensión o a compresión. Lo anterior se consigue por medio de conexiones que permitan garantizar que los miembros estén biarticulados.

La filosofía actual de diseño de miembros de acero estructural, presenta una tendencia muy clara al empleo del método de *Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD*, por sus siglas en inglés); de hecho, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del RCDF-2004 (*Referencia 1*), están basadas en dicho criterio de diseño. Por lo anterior, en la revisión del diseño de los modelos analizados, se recurrió al empleo de dicho criterio.

En los siguientes apartados se mencionan las especificaciones destinadas al dimensionamiento de elementos de acero sujetos a cargas axiales de tensión y compresión; en primera instancia se menciona el fundamento en que se basa el método LRFD (criterio plástico), y se establece la diferencia con el método de Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD, criterio elástico).

6.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

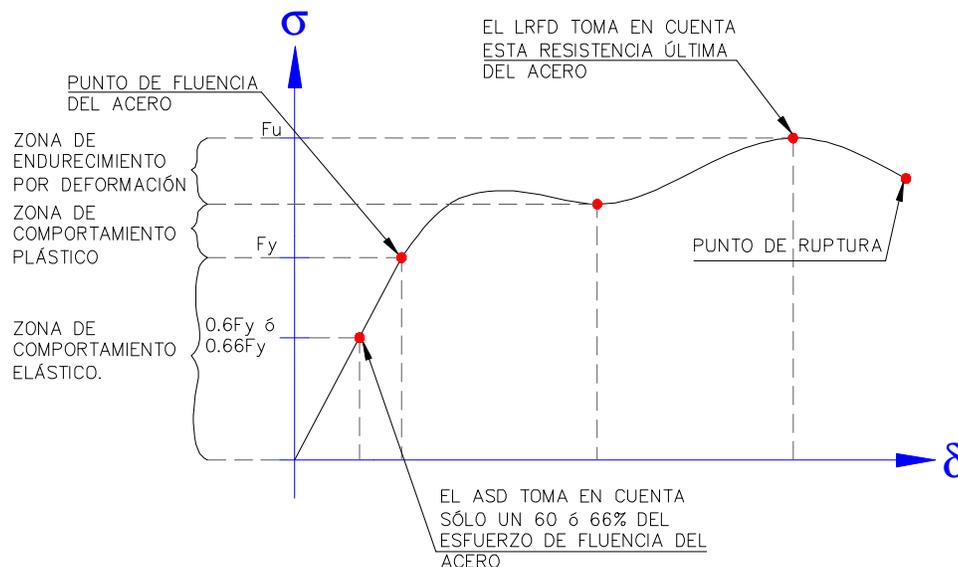


Figura 6.1. Diferencia entre los métodos LRFD y ASD (Referencia 18).

De acuerdo a la *Referencia 18*, los estudios experimentales realizados durante muchos años han mostrado que los aceros tienen la capacidad de resistir esfuerzos considerablemente mayores que los correspondientes a su punto de fluencia, esta reserva de resistencia generada por la ductilidad del acero, es la base del *diseño plástico*.

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

Por lo antes comentado, se puede mencionar que un diseño basado en el comportamiento elástico del acero, trae como resultado diseños sumamente conservadores, si los comparamos con los obtenidos con filosofías de diseño plástico.

Los miembros diseñados por el criterio ASD resultan ser siempre elementos más robustos, y los diseñados por el criterio LRFD resultan elementos un tanto más esbeltos; lo anterior se debe a que el ASD considera como estado límite sólo una fracción del esfuerzo de fluencia del acero, un 60 % del F_y si se trata de sección no compacta (que sería el caso de los perfiles L) y un 66 % del f_y si se trata de sección compacta; por otro parte, el LRFD toma en consideración una zona en la gráfica Esfuerzo-Deformación denominada zona de incremento de esfuerzos debido al endurecimiento por deformación del acero, es decir, considera la reserva adicional de resistencia descrita en los párrafos previos.

6.2. ESTADOS LÍMITE

6.2.1. MIEMBROS EN TENSIÓN

De acuerdo a lo establecido por el *Ing. Oscar de Buen (Referencia 4)*, y en base a la filosofía de diseño elástico, la aparición del esfuerzo de fluencia en un punto cualquiera de una sección transversal, constituye el límite de utilidad estructural de una barra en tensión. Por otra parte, si los miembros presentan un comportamiento dúctil ante la aplicación de cargas, el efecto de plastificación ocasionado por zonas de concentración de esfuerzos, por ejemplo por la presencia de agujeros, tiene poca importancia en la resistencia real del miembro; sin embargo, la fuerza que genera la plastificación total de la barra, sí constituye un límite de utilidad estructural, debido a que origina deformaciones de gran magnitud, que pueden provocar la falla del elemento y esto, a su vez, podría ocasionar el colapso total del sistema estructural del que forma parte.

Los miembros de las torres diseñadas se unirán por medio de conexiones atornilladas, por lo cual sus extremos se debilitan por la presencia de los agujeros necesarios para colocar los tornillos, lo cual también puede originar falla del miembro debido a la fractura en el área neta de la sección; esta falla se podría presentar bajo la acción de cargas menores a las que provocan la plastificación de la sección total. La fractura de la sección neta constituye un segundo estado límite de falla.

6.2.2. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Los elementos cargados axialmente a compresión, pueden presentar tres estados límite de falla (*Referencia 18*):

- a) **Pandeo por flexión.** Se origina por la aparición de un momento flexionante en el miembro, generado por imperfecciones constructivas o de los materiales, que pueden llegar a generar un estado de inestabilidad del miembro.
- b) **Pandeo local.** Ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal del miembro son muy delgadas y se pandean localmente en compresión, antes que los otros modos de pandeo se presenten.

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

c) **Pandeo por torsión o flexotorsión.** Este tipo de pandeo se presenta por la configuración especial de la sección transversal del miembro, que puede generar la aparición de momentos torsionantes con respecto al eje del elemento.

6.3. CÁLCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE

6.3.1. RELACIÓN ANCHO/ESPESOR:

De acuerdo a lo establecido en la *Referencia 1*, en miembros sometidos a compresión axial, no existe distinción de capacidad de rotación, en la cual se basa la diferencia entre secciones tipo 1, 2 o 3, por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones 1, 2 y 3.

Con la finalidad de evitar el posible pandeo local de la sección, la relación ancho/espesor (b/t) de los ángulos de las torres deben cumplir con el siguiente valor máximo admisible:

$$b/t \geq 0.45\sqrt{E/F_y} \dots\dots\dots (6.1)$$

En donde:

E = Módulo de elasticidad del acero, en Kg/cm².

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero, en Kg/cm².

De cumplirse esta condición anterior, la sección propuesta es tipo 3, al no cumplirse, es sección tipo 4.

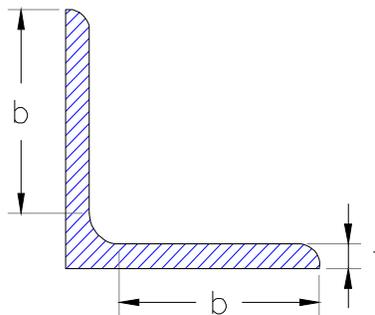


Figura 6.2. Definición del ancho b y el espesor t para un perfil L.

6.3.2. RESISTENCIA DE MIEMBROS EN TENSIÓN

La resistencia de diseño de un miembro en tensión será el valor menor de los obtenidos con el empleo de las expresiones siguientes (*Referencia 1*):

a) Estado límite de flujo plástico en la sección total:

$$R_t = A_t F_y F_R \dots\dots\dots (6.2)$$

En la cual: F_R = 0.9 (factor de reducción de resistencia).

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = A_e F_u F_R \dots\dots\dots (6.3)$$

En la cual: $F_R = 0.75$ (factor de reducción de resistencia).

En las expresiones anteriores (6.2) y (6.3):

R_t = Resistencia de diseño en tensión, Kg

A_t = Área total de la sección transversal del miembro, en cm^2 .

A_e = Área neta efectiva de la sección, en cm^2 . Se calcula de acuerdo a 6.5.2.

F_u = Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión, Kg/ cm^2 .

6.3.3. RESISTENCIA DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

a) Estado límite de pandeo por flexión (para cualquier tipo de sección):

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \dots\dots\dots (6.4)$$

En donde: $n = 1.4$ y $F_R = 0.9$.

R_c = Resistencia en compresión del miembro, en Kg.

λ = parámetro de esbeltez que está dado por la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}} \dots\dots\dots (6.5)$$

En donde:

KL/r = Relación de esbeltez efectiva, definida en el apartado 6.4.

b) Estado límite de pandeo por torsión o por flexotorsión:

Por el tipo de secciones tipo 1, 2 y 3, la resistencia de diseño en compresión correspondiente a este estado límite de falla, se calcula con la expresión (6.4), con $n = 1.4$ y $F_R = 0.85$; se sustituye λ por λ_e , y este último parámetro se calcula con la siguiente expresión:

$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \dots\dots\dots (6.6)$$

En donde F_e es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por torsión o flexotorsión, y se obtiene con las siguientes expresiones:

➤ Columna de sección transversal con dos ejes de simetría:

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \dots\dots\dots (6.7)$$

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

➤ Columna de sección transversal con un eje de simetría:

$$F_e = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \dots\dots\dots (6.8)$$

El parámetro H, F_{ey} y F_{ez} se obtiene con las siguientes expresiones:

$$H = 1 - \left(\frac{x_0^2 + y_0^2}{r_0^2} \right) \dots\dots\dots (6.9)$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_y)^2} \dots\dots\dots (6.10)$$

$$F_{ez} = \left[\frac{\pi^2 E C_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{A r_0^2} \dots\dots\dots (6.11)$$

En donde:

G = Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante, Kg/cm².

J = Constante de torsión.

C_a = Constante de torsión por alabeo.

I_x, I_y = Momentos de inercia de la sección transversal alrededor de los ejes “x” y “y”, respectivamente, en cm⁴.

K_y, K_z = Factor de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de “y” y para pandeo por torsión.

L_y, L_z = Longitud libre para pandeo por flexión alrededor de “y” y por torsión, en cm.

x₀, y₀ = Coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema de ejes centroidales y principales, en cm.

r₀ = Radio de polar de giro de la sección transversal respecto al centro de torsión, en cm.

r_y = Radio de giro de la sección transversal con respecto al eje “y”, en cm.

c) Estados límite de flexión, torsión o flexotorsión y pandeo local combinados (secciones con un solo ángulo y paredes más delgadas):

Para secciones transversales tipo 4, la resistencia de diseño se determina con la expresión (6.4), con n = 1.4, FR = 0.85, y al sustituir A_e por A_t y λ por λ_e, este último parámetro, se calcula con la expresión (6.6). Para determinar el área efectiva A_e de la sección, se deberá determinar el ancho efectivo b_e, con las siguientes expresiones:

$$b_e = b \quad \text{si } \lambda \leq 0.673 \dots\dots\dots (6.12-A)$$

$$b_e = \rho b \quad \text{si } \lambda > 0.673 \dots\dots\dots (6.12-B)$$

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

En donde:

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda \dots\dots\dots (6.13)$$

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} \dots\dots\dots (6.14)$$

Donde $k = 0.43$ para elementos planos no atiesados, comprimidos uniformemente. El valor de f se toma igual a F_n , y este último parámetro se calcula con la siguiente expresión:

$$F_n = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2.8} - 0.15\lambda^{2.8})^{1/1.4}} \dots\dots\dots (6.15)$$

El valor de F_e se obtiene de las siguientes expresiones:

- Columna de sección transversal con dos ejes de simetría, en la cual el pandeo por torsión o flexotorsión no es crítico:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \dots\dots\dots (6.16)$$

- Columna de sección transversal con dos ejes de simetría, sujeta a pandeo por torsión:
 F_e será el menor de los valores obtenidos con las expresiones (6.7) y (6.16).
- Columna de sección transversal con un eje de simetría, sujeta a pandeo por torsión:
 F_e será el menor de los valores obtenidos con las expresiones (6.8) y (6.16).

6.4. RELACIONES DE ESBELTEZ

a) Elementos en Tensión: La esbeltez no influye en la resistencia de los miembros en tensión, por lo cual, no es necesario imponer ningún valor límite para dicha relación. A pesar de lo anterior, en la *Referencia 1* se recomienda limitar la relación de esbeltez en algunos elementos, con la finalidad de evitar movimientos laterales o vibraciones indeseables, bajo sollicitaciones inducidas por efectos de viento o sismo. Se establece que para elementos en tensión la relación L/r no debe ser mayor de 240, para miembros principales, ni de 300 para miembros secundarios.

b) Elementos en compresión: La relación de esbeltez está dada por la expresión KL/r , en la cual: L es la longitud libre de la columna, entre secciones soportadas lateralmente, r es el radio de giro de la sección y K es el factor de longitud efectiva, con los valores recomendados mostrados en la *figura 6.3*. KL es la longitud efectiva del miembro, el cual se define como la longitud de un elemento equivalente, articulado en sus dos extremos, el cual tiene la misma carga crítica del elemento y las restricciones reales en sus extremos (*Referencia 3*).

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

Las NTC-2004 para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (*Referencia 1*), establece que la relación de esbeltez de miembros en compresión no debe exceder de 200.

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre					

Figura 6.3. Valor de K para diversas condiciones en los extremos (Referencia 3).

6.5. AREAS DE DISEÑO PARA LAS SECCIONES TRANSVERSALES

Con base en lo especificado en la *Referencia 1*, el área total de un miembro A_t , es igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que constituyen a la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

6.5.1. ÁREA NETA, A_n

La presencia de agujeros en un miembro cargado axialmente, aún cuando estén ocupados por tornillos, genera un incremento de esfuerzos en dicho elemento, debido a la disminución de área, el cual se distribuye en la carga actuante; lo anterior, produce concentraciones de esfuerzos en los bordes de dichas aberturas. Este efecto es importante en elementos sujetos a tensión, ya que en elementos comprimidos, la fuerza se transmite por contacto directo de los tornillos contra las paredes de los agujeros del miembro en cuestión (*Referencia 4*).

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

El área neta de un miembro en tensión se calcula al sumar los productos del espesor de cada parte del elemento específico por su ancho neto; este último valor se obtiene por medio de la aplicación de las siguientes especificaciones establecidas en las *NTC-2004 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Referencia 1)*:

- a) En barras en tensión, el ancho de los agujeros de las conexiones se toma 1.5 mm mayor al diámetro nominal del agujero.
- b) Cuando se tienen varios agujeros en una dirección normal al eje del miembro, el ancho efectivo se obtiene de restar al ancho total, la suma de todos los agujeros ubicados en dicha dirección.
- c) Para agujeros ubicados en una línea diagonal respecto al eje del miembro (en zig-zag), se debe determinar todas las posibles trayectorias de falla, para determinar a cuál le corresponde el ancho neto menor, el cual se empleará para el cálculo del área neta. El ancho neto de cada parte se determina al restar al ancho total, la suma de los anchos de todos los agujeros ubicados en dicha trayectoria, y sumar para cada espacio entre agujeros, la cantidad $s^2/4g$, en donde “s” es la separación centro a centro entre los dos agujeros considerados (paso) y “g” la separación transversal centro a centro entre los mismos (gramil).

Cuando se tienen secciones formadas por ángulos, el ancho total se determina al sumar los anchos de las dos alas y restar el espesor del perfil. La distancia transversal entre agujeros ubicados en alas opuestas, es igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el espesor del mismo. Cuando se determina el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, no se deberá tomar en cuenta el metal de aportación.

6.5.2. ÁREA NETA EFECTIVA, A_e

La *Referencia 1* establece que, para miembros en tensión o compresión, el área neta efectiva se calcula con base en las siguientes especificaciones:

Si la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de tornillos o soldadura, el área neta efectiva es igual al área neta A_n para miembros en tensión, y al área total A_t si el miembro está en compresión.

Cuando la carga se transmite a través de tornillos, el área neta efectiva se obtiene con el empleo de las siguientes expresiones:

$$\text{Miembros en tensión: } A_e = U A_n \dots\dots\dots (6.17-A)$$

$$\text{Miembros en compresión: } A_e = U A_t \dots\dots\dots (6.17-B)$$

En las expresiones anteriores A_e es el área neta efectiva y U es un coeficiente de reducción del área, el cual está definido por la siguiente expresión:

$$U = 1 - \left(\frac{\bar{x}}{L} \right) \leq 0.9 \dots\dots\dots (6.18)$$

CAPÍTULO VI. NORMAS DE DISEÑO PARA ELEMENTOS SOMETIDOS A CARGA AXIAL (LRFD)

Donde la longitud L es igual a la distancia entre el primero y el último tornillo en la línea analizada. Entre más larga sea la conexión, mayor valor de L , mayor será el valor del coeficiente de reducción U y mayor será también el área neta efectiva A_e . La variable \bar{x} es la distancia del centroide del miembro al plano en que se transmite la fuerza cortante (excentricidad de la conexión).

6.6. RESISTENCIA DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONEXIÓN

De acuerdo a lo establecido en la *Referencia 22*, las siguientes especificaciones son aplicables a elementos de conexión como placas, placas de nudo, ángulos, entre otros.

- a) **Conexiones excéntricas.** Los ejes de gravedad de los miembros cargados axialmente deben intersectarse en un punto común, de no ser así, en el diseño de la conexión se deberán tomar en cuenta los momentos flexionantes y fuerzas cortantes provocadas por la excentricidad.
- b) **Resistencia de diseño de elementos de conexión en tensión.** La resistencia de diseño, $R_t = F_R R_n$, de elementos de conexión atornillados o soldados, sometidos a cargas estáticas de tensión (placas de conexión y de nudo, como los de las torres de transmisión), es igual al que resulte menor de la revisión de los estados límite de flujo plástico, ruptura en tensión y ruptura por tensión y cortante combinados.

- Flujo plástico en tensión:

$$R_n = A_t F_y \dots\dots\dots (6.19)$$

Donde: $F_R = 0.9$.

- Ruptura en tensión:

$$R_n = A_n F_u \dots\dots\dots (6.20)$$

Donde: $F_R = 0.75$. El valor máximo de A_n empleado en el diseño es $0.85 A_t$, con la finalidad de reconocer así la capacidad limitada de deformación inelástica del elemento, y proporcionar una reserva de resistencia.

- Ruptura por tensión y cortante combinados: Este posible estado de falla debe revisarse en conexiones de miembros en tensión, placas de nudo de armaduras, que reciben diagonales o montantes en tensión (*Referencia 4*). La resistencia de diseño para este estado límite de falla se obtiene con las siguientes expresiones:

Cuando $F_u A_{nt} \geq 0.6 F_u A_{nc}$:

$$F_R (0.6 F_y A_{Tc} + F_u A_{nt}) \dots\dots\dots (6.21)$$

Cuando $F_u A_{nt} < 0.6 F_u A_{nc}$:

$$F_R (0.6 F_u A_{nc} + F_u A_{Tt}) \dots\dots\dots (6.22)$$

En donde:

$$F_R = 0.75.$$

A_{Tc} = Área total que trabaja en cortante = $b t$ (ver figura 6.4).

A_{Tt} = Área total que trabaja en tensión = $s t$ (ver figura 6.4).

A_{nc} = Área neta en cortante.

A_{nt} = Área neta en tensión.

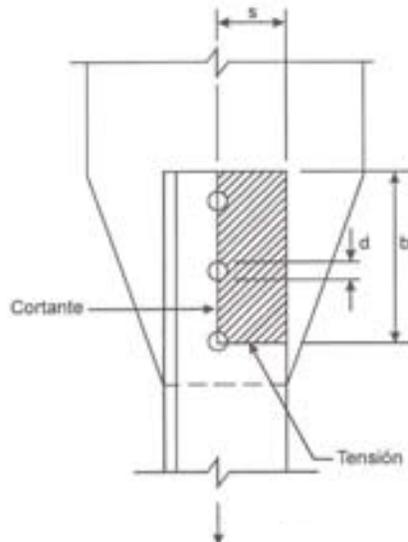


Figura 6.4. Superficies de falla por cortante y tensión combinados (Referencia 4).

- c) **Conexiones en compresión.** El esfuerzo crítico de pandeo de la placa de nudo se obtiene de una faja de placa de ancho unitario y longitud igual al promedio de l_1 , l_2 y l_3 (ver figura 6.5), que se pandea en el plano perpendicular a la placa, y la resistencia se obtiene al multiplicar dicho esfuerzo, por el área de la sección de *Whitmore* (ver figura 6.6). El cálculo del esfuerzo crítico se realiza con un factor de longitud efectiva de pandeo K , comprendido entre 0.5 y 0.65; lo anterior se recomienda en la *Referencia 4*.

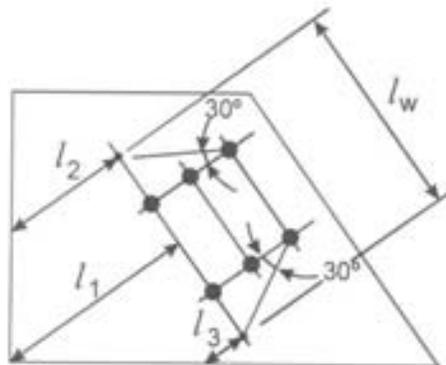


Figura 6.5. Dimensiones para determinar la resistencia a pandeo de una placa de nudo (Referencia 4).

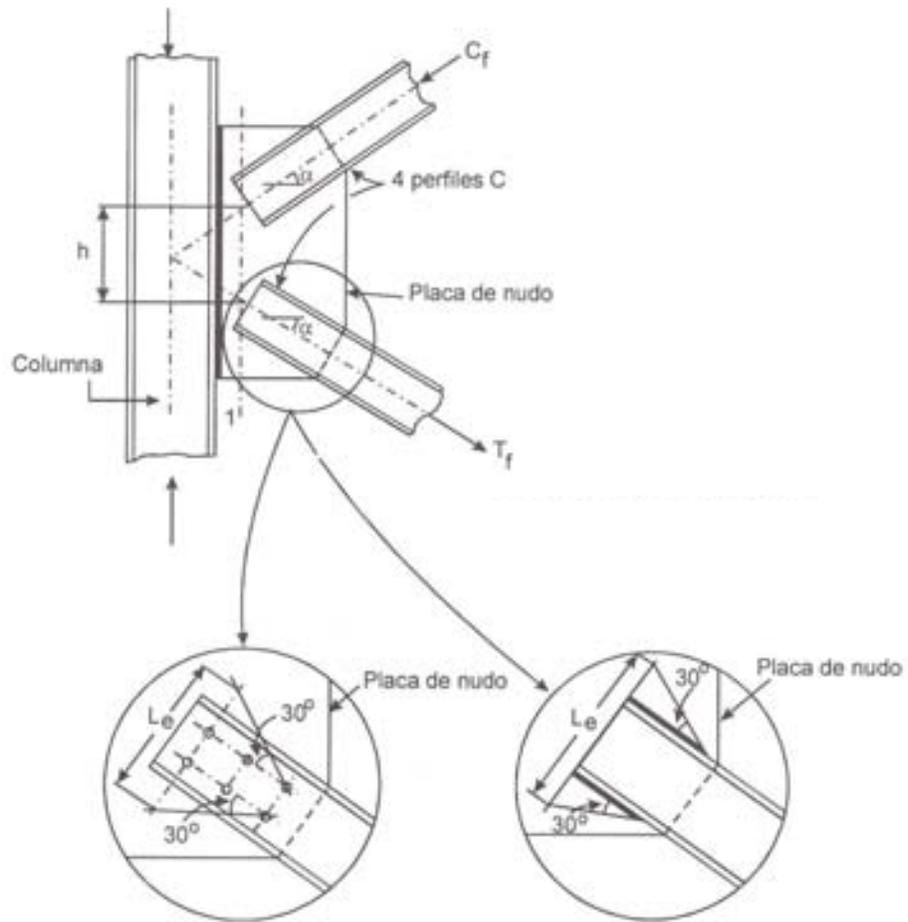


Figura 6.6. Ancho efectivo, L_e ; hipótesis de Whitmore (Referencia 4).

La hipótesis de Whitmore establece que los esfuerzos normales máximos en la placa de nudo, se obtienen al suponer que la fuerza en la pieza unida con ella, se distribuye uniformemente en una superficie igual al producto del espesor de la placa, t , por un ancho efectivo, L_e , perpendicular al eje de la pieza, que se obtiene al trazar dos rectas inclinadas 30° respecto dicho eje (Referencia 4).

VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

7.1. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LAS COMPONENTES DE LA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN SELECCIONADA

Se revisó el análisis y el diseño de una torre de transmisión de 67.53 metros de altura, tipo 68T10 (diseñada originalmente por la compañía *Luz y Fuerza del Centro*), de dos circuitos y seis fases (una por cruceta). La torre se dividió en 35 paneles (ver figura 7.2), para efectos de análisis por viento.

La porción de la línea analizada consta de dos torres de soporte, del tipo y características antes mencionadas, y tres claros de 450 m cada uno (ver figura 7.1); cada torre tiene seis cadenas de aisladores ubicadas en cada una de las crucetas para soportar los seis cables conductores, los dos hilos de guarda se conectan directamente de los herrajes a las torres.

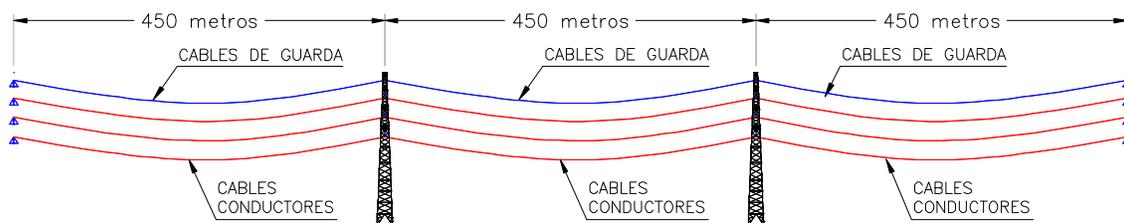


Figura 7.1. Porción de la línea de transmisión de energía eléctrica analizada.

7.1.1. CONDICIONES DE CIMENTACIÓN DE LAS DOS TORRES SELECCIONADAS

Se propusieron dos condiciones de cimentación, una para cada una de las torres de soporte de la porción de la línea analizada, con la finalidad de establecer la influencia del tipo de suelo de desplante, en el comportamiento de este tipo de estructuras.

En una de las torres de soporte se consideró que sus elementos de conexión a la base, estaban articulados, con posibilidad de rotar alrededor de los tres ejes cartesianos, mientras que las traslaciones lineales estuvieron impedidas; con ello se buscó simular el efecto de un suelo con alta capacidad de carga, ya que los asentamientos verticales son nulos.

En la otra torre de soporte, se consideró que su base está apoyada en una losa de cimentación de 20 cm de espesor (de concreto reforzado) y ataguías metálicas que alcanzan una profundidad de 12 m, las cuales están apoyadas en toda la periferia de la losa de cimentación. Las ataguías metálicas tienen la finalidad de confinar el suelo entre ellas, y con ello, incrementar la capacidad de carga del mismo. Con las consideraciones previamente descritas, la torre de soporte presentará traslaciones en las tres direcciones cartesianas y rotaciones alrededor de las mismas, cuya magnitud dependerá de la rigidez de dicho sistema de cimentación; con lo anterior, se buscó simular el efecto de desplantar la torre de soporte en un suelo de baja capacidad de carga.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

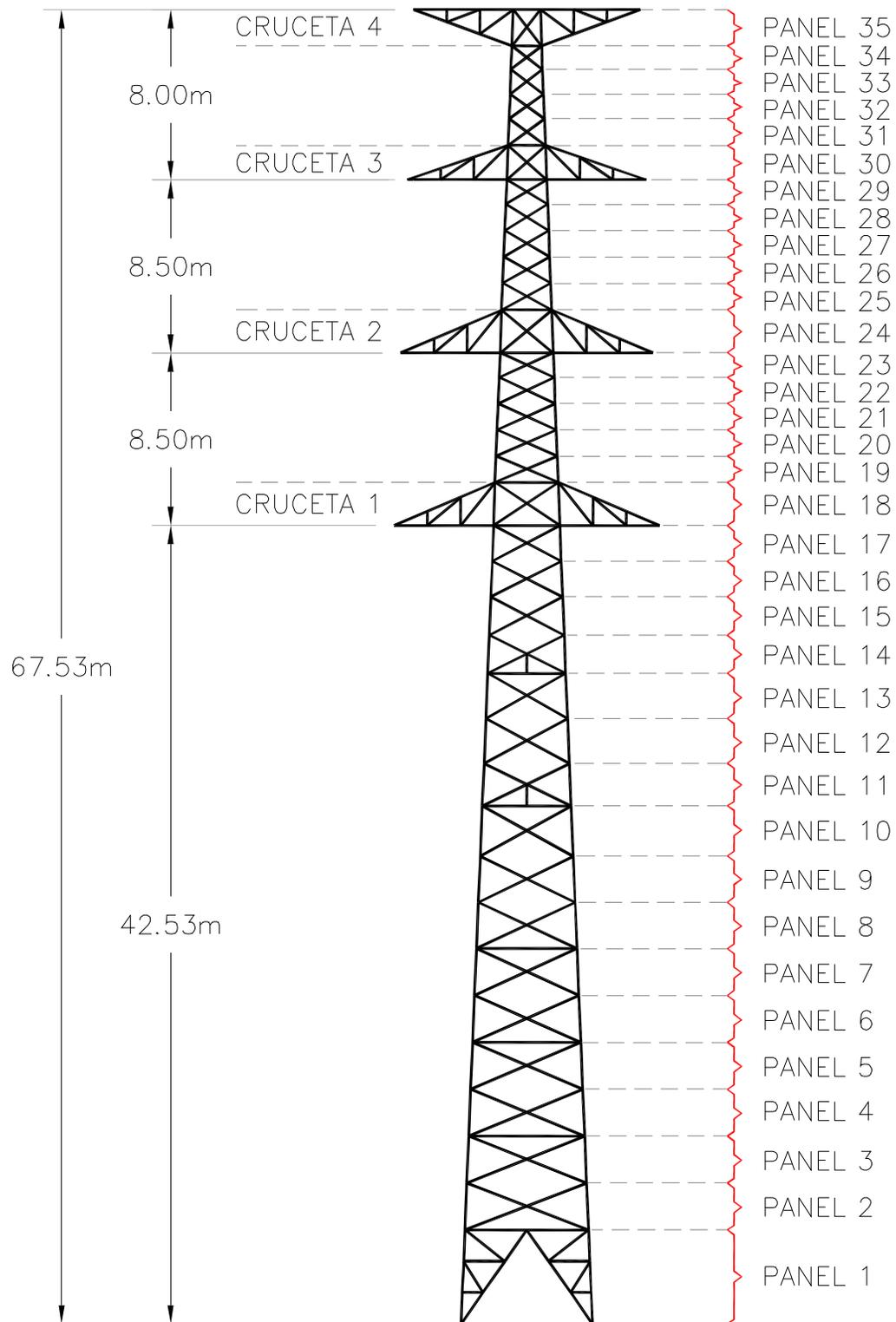


Figura 7.2. Paneles en que están divididas las torres de soporte.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

7.1.2. CARACTERÍSTICAS, PROPIEDADES Y TIPOS DE PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL EMPLEADOS EN LAS TORRES ANALIZADAS

Los miembros de las torres de soporte están constituidos por ángulos de lados iguales, denominados perfiles *LI* de acuerdo con el *Manual de Construcción en Acero (Referencia 13)*, los cuales son de acero estructural, algunos con un $F_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$ (acero A36) y otros con un $F_y = 3,515 \text{ Kg/cm}^2$ (acero grado 50).

En la figura 7.3, se muestran la distribución de las secciones a lo largo de los 35 paneles de las torres de soporte, mientras que en la tabla 7.1 se detalla la forma en que están constituidas cada una de dichas secciones.

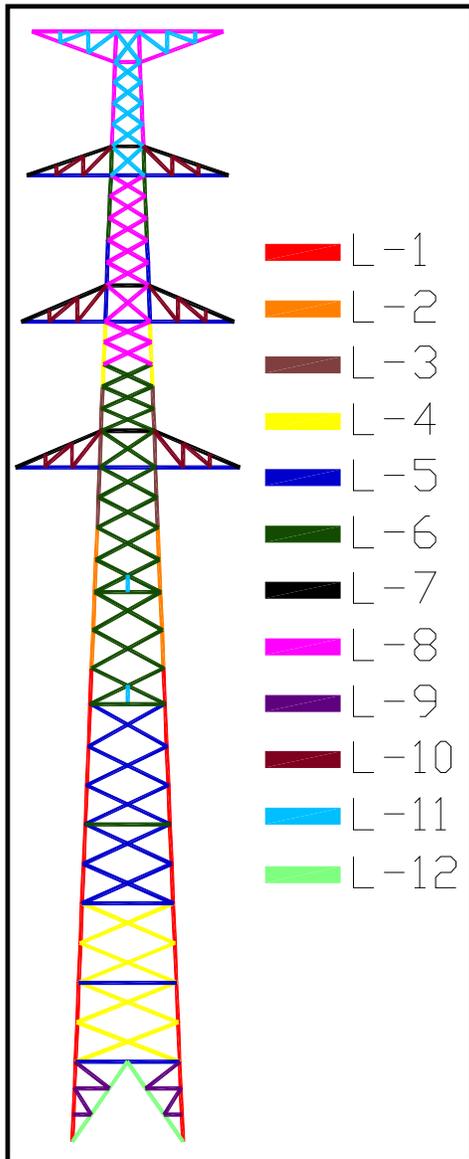


Figura 7.3. Secciones en las Torres de Soporte de la porción de la línea analizada.

Tabla 7.1. Detalles de las secciones de las Torres de Soporte

Sección	Perfiles	F_y (Kg/cm ²)
L-1	LI 4"x1/2"	3515
L-2	LI 4"x3/8"	3515
L-3	LI 4"x3/8"	3515
L-4	LI 4"x1/2"	3515
L-5	LI 4"x3/8"	3515
L-6	LI 4"x1/4"	3515
L-7	LI 3"x3/8"	3515
L-8	LI 3"x1/4"	3515
L-9	LI 3"x3/16"	3515
L-10	LI 2-1/2"x1/2"	2530
L-11	LI 2"x1/4"	2530
L-12	LI 4"x1/2"	3515

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

7.1.3. TIPOS DE CABLES CONDUCTORES Y DE GUARDA SELECCIONADOS

Para los cables conductores y los hilos de guarda, se consideraron las especificaciones establecidas por la Compañía *Luz y Fuerza del Centro (Referencia 16)*, en las cuales se propone el empleo de las siguientes secciones para modelar la porción de línea de transmisión de energía eléctrica seleccionada para el presente estudio.

- a) **Cable conductor ACSR 1113 kCM “Bluejay”**, con características que se mencionan a continuación:

Tabla 7.2. Especificaciones del cable conductor empleado (Referencia 16)

Concepto	Característica
Diámetro exterior	32 mm
Área transversal	603 mm ²
Peso propio	1.870 Kg/m
Resistencia a la ruptura	14,030 Kg
Módulo de elasticidad inicial	5,483 Kg/mm ²
Módulo de elasticidad final	6,587 Kg/mm ²
Coeficiente de dilatación lineal inicial	20.53 x 10 ⁻⁶ /°C
Coeficiente de dilatación lineal final	20.80 x 10 ⁻⁶ /°C
Número de hilos (aluminio/acero)	45/7

- b) **Cable de guarda de acero de alta resistencia extragalvanizado**, con características que se mencionan a continuación:

Tabla 7.3. Especificaciones del cable de guarda empleado (Referencia 16)

Concepto	Característica
Diámetro exterior	9.5 mm
Área transversal	51.2 mm ²
Peso propio	0.406 Kg/m
Resistencia a la ruptura	4,900 Kg
Módulo de elasticidad inicial	15,747 Kg/mm ²
Módulo de elasticidad final	18,137 Kg/mm ²
Coeficiente de dilatación lineal	11.52 x 10 ⁻⁶ /°C
Número de hilos (acero)	7

7.1.4. DETERMINACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LOS CABLES

La *Referencia 12* establece que para el cálculo de las tensiones y flechas de los cables se recurre a la configuración de la curva *catenaria*. La configuración de un cable sobre el cual actúa una carga w a lo largo de la horizontal (carga / unidad de longitud), se define en función de la fuerza de tensión que se genera en sus extremos, la cual se calcula con la siguiente expresión:

$$T = w\sqrt{c^2 + s^2} \dots\dots\dots (7.1)$$

Donde la constante "c" tiene el siguiente valor: $c = \frac{T_0}{w}$

$$s = c \operatorname{senh} \frac{x}{c} \dots\dots\dots (7.2)$$

$$y = c \operatorname{cosh} \frac{x}{c} \dots\dots\dots (7.3)$$

Con las relaciones anteriores, se llega a las siguientes expresiones: $W = ws$, $T = wy$. La flecha del cable h esta dada por la siguiente expresión:

$$h = y - c \dots\dots\dots (7.4)$$

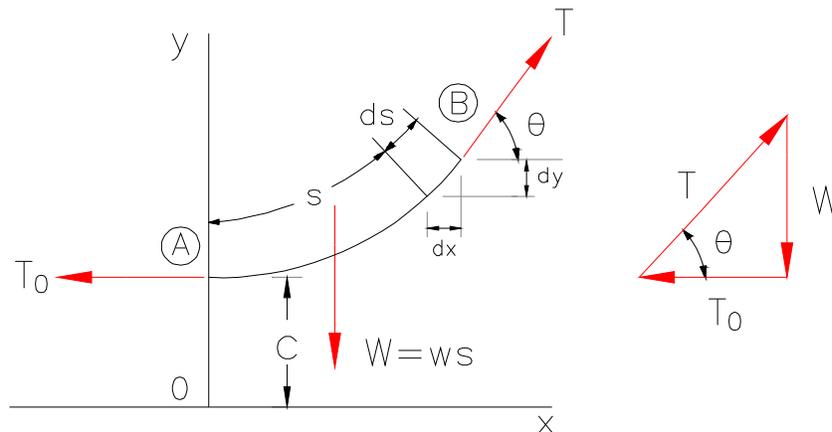


Figura 7.4. Tensiones que define una curva catenaria (Referencia 12).

Con base en las expresiones anteriormente definidas, se obtuvo la configuración de los cables para modelar la porción de la línea seleccionada. Se estableció que la tensión T en los cables sería el equivalente al 50% de la carga de ruptura (definida previamente en las especificaciones de los cables seleccionados), a partir de este valor, se definieron las flechas de los cables conductores y de los cables de guarda.

A. CONFIGURACIÓN DE LOS CABLES CONDUCTORES:

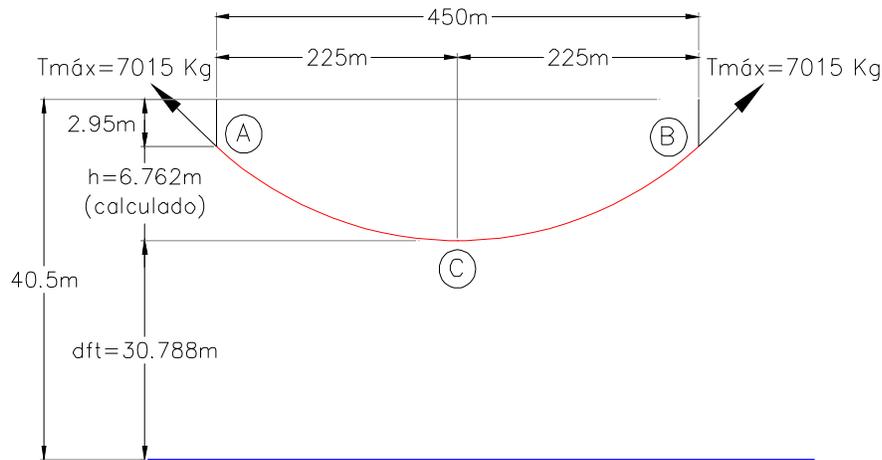


Figura 7.5. Configuración de los cables conductores más próximos al nivel del terreno.

La ecuación de la catenaria para los cables conductores es la siguiente:

$$y = 3744575 \text{ m} \left(\cosh \frac{x}{3744575 \text{ m}} \right)$$

La flecha del cable conductor, obtenida al aplicar la expresión (7.4) resultó ser:

$$h_{\text{Conductor}} = 6.762 \text{ m}$$

B. CONFIGURACIÓN DE LOS CABLES DE GUARDA:

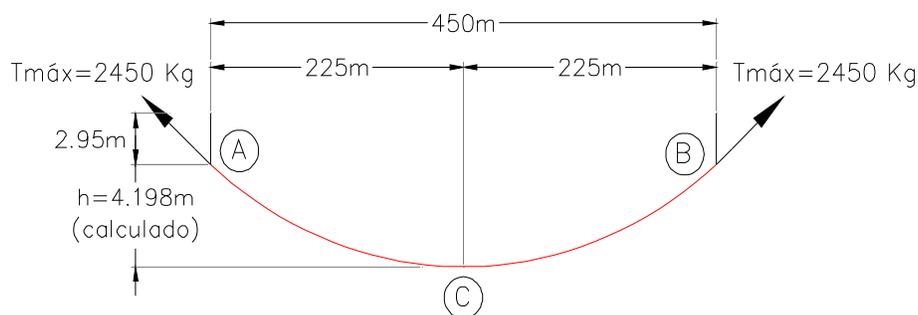


Figura 7.6. Configuración de los cables de guarda.

La ecuación de la catenaria para los cables conductores es la siguiente:

$$y = 6030285 \text{ m} \left(\cosh \frac{x}{6030285 \text{ m}} \right)$$

La flecha del cable de guarda, obtenida al aplicar la expresión (7.4) resultó ser:

$$h_{\text{Guarda}} = 4.198 \text{ m}$$

7.2. BASES DE DISEÑO

A. SOLICITACIONES DE CARGA Y PROGRAMA EMPLEADO

Se consideró que la estructura se desplantaría en Ciudad del Carmen, Campeche, por lo cual se determinó una velocidad regional de 130 Km/hora, con base en los mapas de isotacas del *Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Viento (Referencia 11)*, para un periodo de retorno de 50 años. Estos mapas de isotacas consideran, de acuerdo a lo ahí establecido, la posibilidad de la acción de huracanes en las zonas costeras.

En un segundo análisis de cargas se consideró la posible acción de una tormenta severa o vaguada sobre las torres, por lo cual, se consideró una velocidad de viento de 144 Km/hora actuando a una altura de 10 m sobre el nivel del terreno natural (ver tablas 1.2 y 1.3).

Por otra parte, se realizó un análisis por viento empleando las especificaciones establecidas en las Normas Británicas (*Referencia 2*) y en el Eurocódigo 2005 (*Referencia 5*).

B. CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO:

- a) Se consideraron las siguientes condiciones de carga:
 - Peso propio de los miembros de la torre (ángulos de lados iguales).
 - Peso propio de los conductores y cables de guarda.
 - Peso propio de herrajes y aisladores.
 - Presión del viento sobre los miembros de la torre.
 - Presión del viento sobre los cables.
 - Ruptura de un solo cable.
- b) Se calcularon las cargas debidas a viento por la acción de una tormenta severa o vaguada y por los efectos de huracanes, resultando el primero el caso más desfavorable para el comportamiento de las torres de soporte.
- c) Se consideró que el viento actuaría con los siguientes ángulos de ataque, respecto al eje perpendicular a la línea: $\theta = 0^\circ$ (en la dirección de la línea), $\theta = 90^\circ$ (perpendicular a la dirección de la línea) y $\theta = 45^\circ$ (dirección que resultó más desfavorable).
- d) Combinación de carga: $(1.00)(\text{Peso de torre} + \text{Peso de cables}) + (1.00)(\text{Viento sobre torre} + \text{Viento sobre cables}) + (1.00)(\text{Tensión en cables}) + (1.00)(\text{Ruptura de cable})$.

La razón de no emplear factores de carga, es el hecho de que se buscó simular el comportamiento de las torres ante la acción de ciertos fenómenos atmosféricos bajo la magnitud que teóricamente tendrán en la naturaleza (en condiciones de carga actuante). Al emplear factores de carga, se estaría sobreestimando la magnitud real de dichos fenómenos, lo cual resulta valido para un diseño formal en el que se pretende garantizar cierto grado de seguridad con el incremento de las cargas actuantes.

- e) Para la revisión del diseño de los miembros de la torres de soporte, se consideraron las especificaciones establecidas en las *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del RCDF-2004 (Referencia 1)*.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

7.3. ACCIONES DEL VIENTO SOBRE LAS TORRES Y LOS CABLES CON BASE EN LAS DIVERSAS METODOLOGÍAS ESTUDIADAS

Las diversas normas antes definidas se emplearon para determinar las acciones del viento solamente sobre las torres de soporte, mientras que para el caso de cables, se efectuó un solo cálculo, basado en el criterio propuesto por la ASCE (Referencia 9).

7.3.1. CÁLCULO DE FUERZAS SOBRE LOS MIEMBROS DE LA TORRE

A. MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES–DISEÑO POR VIENTO (Referencia 11)

A-1. CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Ciudad del Carmen, Campeche, es una de las zonas petroleras más importantes del país. Por lo anterior, su infraestructura eléctrica es de vital importancia para el desarrollo de su actividad económica, y la línea de transmisión de energía eléctrica debe considerarse como *Estructura del Grupo A* (Referencia 11).

De acuerdo con la respuesta esperada a la acción del viento, las torres de soporte se diseñaron para soportar las siguientes acciones: a) los empujes medios (estáticos) y b) los efectos dinámicos causados por la turbulencia del viento.

Por su tamaño, la torre se clasificó como estructura *Clase C*.

A-2. PARÁMETROS PARA EL ANÁLISIS POR VIENTO

Factor de tamaño, F_c : Ya que la estructura se clasificó por su tamaño como de Clase C, su $F_c = 0.90$.

Factor de topografía local, F_T : Para un terreno prácticamente plano, campo abierto, con ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%, resulta $F_T = 1.00$.

Variación de la velocidad del viento con la altura: De acuerdo con la información geográfica consultada del Estado de Campeche (Referencia 14), se determinó que la torre se encontrará en un terreno abierto y sin obstrucciones al flujo del viento (terreno de Categoría 1); para este tipo de terreno, se tienen los siguientes parámetros (Referencia 11).

$\alpha = 0.105$ Exponente que determina la variación de la velocidad del viento con la altura.

$\delta = 245$ m Altura gradiente (para un terreno de Categoría 1).

En las tablas siguientes se presenta los resultados de la aplicación de las expresiones (3.3), (3.4) y (3.5), que corresponden al perfil de distribución de velocidades del viento para una tormenta severa o vaguada actuando sobre la porción de la línea de transmisión considerada.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.4. PRESIÓN DINÁMICA DE BASE DEBIDA A LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA

$V_{10} = 144.00$ Km/hora

$F_C = 0.90$

$F_T = 1.00$

Panel No.	Altura Z (m)	F_{rz}	V_D (Km/hora)	Ω (mm de Hg)	τ (°C)	G	$q_z = 0.0048 G V_D^2$ (Kg/m ²)
1	2.5000	1.000	129.600	760.00	26.00	0.996	80.330
2	6.2500	1.000	129.600	760.00	26.00	0.996	80.330
3	8.7500	1.000	129.600	760.00	26.00	0.996	80.330
4	11.2500	1.021	132.271	760.00	26.00	0.996	83.676
5	13.7500	1.057	136.949	760.00	26.00	0.996	89.699
6	16.2500	1.088	140.969	760.00	26.00	0.996	95.043
7	18.7500	1.115	144.507	760.00	26.00	0.996	99.873
8	21.2275	1.139	147.647	760.00	26.00	0.996	104.260
9	23.6825	1.161	150.472	760.00	26.00	0.996	108.288
10	26.2500	1.182	153.179	760.00	26.00	0.996	112.219
11	28.7200	1.200	155.583	760.00	26.00	0.996	115.770
12	31.0500	1.217	157.699	760.00	26.00	0.996	118.941
13	33.4500	1.233	159.746	760.00	26.00	0.996	122.048
14	35.6700	1.246	161.534	760.00	26.00	0.996	124.795
15	37.7100	1.258	163.097	760.00	26.00	0.996	127.223
16	39.6800	1.270	164.542	760.00	26.00	0.996	129.487
17	41.5800	1.280	165.881	760.00	26.00	0.996	131.602
18	43.3300	1.289	167.069	760.00	26.00	0.996	133.494
19	44.8300	1.297	168.057	760.00	26.00	0.996	135.078
20	46.2300	1.304	168.955	760.00	26.00	0.996	136.524
21	47.6300	1.310	169.830	760.00	26.00	0.996	137.942
22	49.0300	1.317	170.684	760.00	26.00	0.996	139.334
23	50.3800	1.396	180.904	760.00	26.00	0.996	156.518
24	51.8300	1.380	178.792	760.00	26.00	0.996	152.886
25	53.3300	1.363	176.695	760.00	26.00	0.996	149.319
26	54.7300	1.349	174.811	760.00	26.00	0.996	146.152
27	56.1300	1.335	172.993	760.00	26.00	0.996	143.129
28	57.5300	1.321	171.239	760.00	26.00	0.996	140.241
29	58.8800	1.309	169.604	760.00	26.00	0.996	137.576
30	60.2300	1.296	168.021	760.00	26.00	0.996	135.019
31	61.6300	1.284	166.431	760.00	26.00	0.996	132.476
32	62.9800	1.273	164.946	760.00	26.00	0.996	130.123
33	64.2800	1.262	163.558	760.00	26.00	0.996	127.941
34	65.5800	1.252	162.208	760.00	26.00	0.996	125.839
35	66.8800	1.241	160.896	760.00	26.00	0.996	123.812

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.6. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 0^\circ$)

Panel No.	q_z (Kg/m ²)	Factor de solidez ϕ	Coefficiente de arrastre, C_a	Amplificación dinámica, F_G	Área Expuesta A_z (m ²)	$F_a = C_a A_z q_z$ (Kg)
1	80.330	0.148	3.15	2.009	5.196	2641.429
2	80.330	0.147	3.14	1.930	2.469	1202.069
3	80.330	0.189	2.94	1.903	3.078	1383.797
4	83.676	0.151	3.10	1.884	2.392	1168.688
5	89.699	0.227	2.83	1.869	3.471	1646.487
6	95.043	0.158	3.09	1.856	2.337	1273.908
7	99.873	0.200	2.90	1.846	2.856	1526.842
8	104.260	0.165	3.05	1.837	2.229	1302.094
9	108.288	0.169	3.03	1.829	2.188	1313.477
10	112.219	0.203	2.88	1.822	2.754	1621.913
11	115.770	0.189	2.94	1.816	2.074	1281.873
12	118.941	0.182	2.97	1.810	2.042	1306.034
13	122.048	0.263	2.66	1.805	2.816	1650.303
14	124.795	0.212	2.85	1.801	1.848	1183.499
15	127.223	0.210	2.87	1.797	1.758	1153.467
16	129.487	0.228	2.82	1.794	1.701	1114.094
17	131.602	0.279	2.58	1.791	2.002	1216.995
18	133.494	0.429	2.15	1.788	6.226	3195.363
19	135.078	0.273	2.62	1.786	1.329	839.907
20	136.524	0.278	2.59	1.784	1.307	824.137
21	137.942	0.247	2.72	1.782	1.122	749.914
22	139.334	0.184	2.95	1.780	0.804	588.363
23	156.518	0.271	2.64	1.778	1.059	778.272
24	152.886	0.286	2.55	1.776	3.806	2635.995
25	149.319	0.195	2.95	1.775	0.754	589.295
26	146.152	0.199	2.91	1.773	0.737	555.800
27	143.129	0.205	2.87	1.771	0.726	528.571
28	140.241	0.210	2.86	1.770	0.704	499.417
29	137.576	0.300	2.53	1.768	0.889	547.153
30	135.019	0.320	2.45	1.767	3.414	1995.272
31	132.476	0.174	3.02	1.765	0.498	351.616
32	130.123	0.173	3.03	1.764	0.433	301.020
33	127.941	0.179	2.99	1.763	0.422	284.317
34	125.839	0.245	2.75	1.761	0.542	330.559
35	123.812	0.297	2.53	1.760	2.711	1494.890

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.7. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 90^\circ$)

Panel No.	q_z (Kg/m ²)	Factor de solidez ϕ	Coefficiente de arrastre, C_a	Amplificación dinámica, F_G	Área Expuesta A_z (m ²)	$F_a = C_a A_z q_z$ (Kg)
1	80.330	0.148	3.15	2.009	5.196	2641.429
2	80.330	0.147	3.14	1.930	2.469	1202.069
3	80.330	0.189	2.94	1.903	3.078	1383.797
4	83.676	0.151	3.10	1.884	2.392	1168.688
5	89.699	0.197	2.92	1.869	3.009	1472.530
6	95.043	0.158	3.09	1.856	2.337	1273.908
7	99.873	0.200	2.90	1.846	2.856	1526.842
8	104.260	0.165	3.05	1.837	2.229	1302.094
9	108.288	0.169	3.03	1.829	2.188	1313.477
10	112.219	0.203	2.88	1.822	2.754	1621.913
11	115.770	0.189	2.94	1.816	2.074	1281.873
12	118.941	0.182	2.97	1.810	2.042	1306.034
13	122.048	0.233	2.77	1.805	2.487	1518.177
14	124.795	0.212	2.85	1.801	1.848	1183.499
15	127.223	0.210	2.87	1.797	1.758	1153.467
16	129.487	0.228	2.82	1.794	1.701	1114.094
17	131.602	0.279	2.58	1.791	2.002	1216.995
18	133.494	0.468	2.05	1.788	2.715	1328.607
19	135.078	0.273	2.62	1.786	1.329	839.907
20	136.524	0.278	2.59	1.784	1.307	824.137
21	137.942	0.247	2.72	1.782	1.122	749.914
22	139.334	0.184	2.95	1.780	0.804	588.363
23	156.518	0.271	2.64	1.778	1.059	778.272
24	152.886	0.399	2.24	1.776	1.834	1115.508
25	149.319	0.195	2.95	1.775	0.754	589.295
26	146.152	0.199	2.91	1.773	0.737	555.800
27	143.129	0.205	2.87	1.771	0.726	528.571
28	140.241	0.210	2.86	1.770	0.704	499.417
29	137.576	0.300	2.53	1.768	0.889	547.153
30	135.019	0.484	2.02	1.767	1.475	710.792
31	132.476	0.174	3.02	1.765	0.498	351.616
32	130.123	0.173	3.03	1.764	0.433	301.020
33	127.941	0.179	2.99	1.763	0.422	284.560
34	125.839	0.245	2.75	1.761	0.542	330.383
35	123.812	0.468	2.05	1.760	0.958	428.003

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.8. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 45^\circ$)

Panel No.	q_z (Kg/m ²)	Factor de solidez ϕ	Coefficiente de arrastre, C_a	Amplificación dinámica, F_G	Área Expuesta A_z (m ²)	$F_a = C_a A_z q_z$ (Kg)
1	80.330	0.210	2.87	2.009	7.348	3403.496
2	80.330	0.208	2.88	1.930	3.492	1559.220
3	80.330	0.267	2.65	1.903	4.354	1763.948
4	83.676	0.214	2.84	1.884	3.382	1514.155
5	89.699	0.300	2.53	1.869	4.582	1942.991
6	95.043	0.224	2.83	1.856	3.305	1649.989
7	99.873	0.283	2.57	1.846	4.039	1913.569
8	104.260	0.233	2.80	1.837	3.152	1690.501
9	108.288	0.239	2.78	1.829	3.095	1704.274
10	112.219	0.287	2.55	1.822	3.895	2030.908
11	115.770	0.267	2.65	1.816	2.933	1634.024
12	118.941	0.257	2.68	1.810	2.888	1666.664
13	122.048	0.351	2.36	1.805	3.750	1949.949
14	124.795	0.300	2.53	1.801	2.613	1485.794
15	127.223	0.297	2.53	1.797	2.486	1437.999
16	129.487	0.322	2.44	1.794	2.405	1363.256
17	131.602	0.395	2.25	1.791	2.831	1500.951
18	133.494	0.435	2.13	1.788	6.323	3214.573
19	135.078	0.386	2.28	1.786	1.879	1033.665
20	136.524	0.393	2.26	1.784	1.848	1017.005
21	137.942	0.349	2.37	1.782	1.586	924.072
22	139.334	0.260	2.66	1.780	1.137	750.274
23	156.518	0.384	2.30	1.778	1.498	958.893
24	152.886	0.299	2.53	1.776	3.988	2740.213
25	149.319	0.276	2.60	1.775	1.066	734.512
26	146.152	0.281	2.58	1.773	1.042	696.883
27	143.129	0.290	2.54	1.771	1.027	661.562
28	140.241	0.297	2.53	1.770	0.995	624.788
29	137.576	0.424	2.17	1.768	1.257	663.686
30	135.019	0.324	2.43	1.767	3.457	2003.973
31	132.476	0.247	2.72	1.765	0.704	447.864
32	130.123	0.245	2.75	1.764	0.612	386.367
33	127.941	0.253	2.70	1.763	0.596	363.087
34	125.839	0.346	2.35	1.761	0.767	399.484
35	123.812	0.568	1.86	1.760	2.594	1051.591

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

B. NORMAS BRITÁNICAS (Referencia 2)

B-1. CLASIFICACIÓN DEL TERRENO POR SU RUGOSIDAD

- Para el estudio realizado se consideró un terreno ubicado en un área plana costera, sin obstrucciones de importancia: Terreno A.
- Coeficiente de rugosidad del terreno: $K_R = 1.08$.

B-2. VELOCIDAD MÁXIMA DEL VIENTO

Para el caso de la acción del viento debido a los efectos de una tormenta severa o vaguada (caso crítico), se estableció que para una altura de 10 m se presenta una velocidad $V_M = 40.00$ m/s, para un intervalo de promediación de 3 segundos.

Sin embargo, para la aplicación de las Normas Británicas se requiere que la velocidad máxima esté referida para un intervalo de promediación de 10 minutos, por lo cual el valor antes definido se corrigió para considerar este caso; para lo anterior, se recurrió a la gráfica de la figura 5.3, para determinar el valor de la relación $V_{x, 3 \text{ seg}} / V_{x, 10 \text{ min}}$.

Por otra parte, como se definió un terreno cuya rugosidad es de categoría A, el factor para el empleo de la expresión 5.18 es $K_j = 0.92$.

Por lo antes expuesto, la velocidad del viento a 10 m de altura para un intervalo de promediación de 10 minutos resultó finalmente de: $V_M = 101.909$ Km/hora.

B-3. REDUCCIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO POR TEMPERATURA MÍNIMA

De los registros del INEGI (Referencia 14), se consultaron los datos meteorológicos correspondientes al sitio seleccionado para el estudio:

$t_{\text{máx}} = 30$ °C (temperatura anual máxima) y $t_{\text{mín}} = 22$ °C (temperatura anual mínima)

Porcentaje de reducción: $F_{\text{temp}} = 0.733$.

B-4. VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA

Para $Z \leq 10$ m:

Variación con la altura = 1.00

Para $10 \text{ m} < Z \leq 50 \text{ m}$:

Variación con la altura = $(z/10)^\alpha$, donde $\alpha = 0.1732$

Para $50 \text{ m} < Z \leq 280.90 \text{ m}$:

Variación con la altura = $2.725 (z/10)^\alpha$, donde $\alpha = -0.4137$

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.9. PRESIÓN DINÁMICA DE REFERENCIA DEBIDA A LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA

$V_{R 10m} = 110.063$ Km/hora *Velocidad de referencia del viento a 10 m de altura.*

Panel No.	Altura Z (m)	Variación con la altura	F_{temp}	V_R (Km/hora)	μ (Kg/m ³)	q_0 (Kg/m ²)
1	2.5000	1.000	0.733	80.68	1.225	31.356
2	6.2500	1.000	0.733	80.68	1.225	31.356
3	8.7500	1.000	0.733	80.68	1.225	31.356
4	11.2500	1.021	0.733	82.34	1.225	32.662
5	13.7500	1.057	0.733	85.25	1.225	35.013
6	16.2500	1.088	0.733	87.75	1.225	37.099
7	18.7500	1.115	0.733	89.96	1.225	38.984
8	21.2275	1.139	0.733	91.91	1.225	40.697
9	23.6825	1.161	0.733	93.67	1.225	42.269
10	26.2500	1.182	0.733	95.35	1.225	43.803
11	28.7200	1.200	0.733	96.85	1.225	45.189
12	31.0500	1.217	0.733	98.17	1.225	46.427
13	33.4500	1.233	0.733	99.44	1.225	47.640
14	35.6700	1.246	0.733	100.55	1.225	48.712
15	37.7100	1.258	0.733	101.53	1.225	49.660
16	39.6800	1.270	0.733	102.43	1.225	50.544
17	41.5800	1.280	0.733	103.26	1.225	51.369
18	43.3300	1.289	0.733	104.00	1.225	52.108
19	44.8300	1.297	0.733	104.62	1.225	52.726
20	46.2300	1.304	0.733	105.17	1.225	53.291
21	47.6300	1.310	0.733	105.72	1.225	53.844
22	49.0300	1.317	0.733	106.25	1.225	54.387
23	50.3800	1.396	0.733	112.61	1.225	61.095
24	51.8300	1.380	0.733	111.30	1.225	59.677
25	53.3300	1.363	0.733	109.99	1.225	58.285
26	54.7300	1.349	0.733	108.82	1.225	57.049
27	56.1300	1.335	0.733	107.69	1.225	55.869
28	57.5300	1.321	0.733	106.60	1.225	54.742
29	58.8800	1.309	0.733	105.58	1.225	53.701
30	60.2300	1.296	0.733	104.59	1.225	52.703
31	61.6300	1.284	0.733	103.60	1.225	51.711
32	62.9800	1.273	0.733	102.68	1.225	50.792
33	64.2800	1.262	0.733	101.81	1.225	49.940
34	65.5800	1.252	0.733	100.97	1.225	49.120
35	66.8800	1.241	0.733	100.16	1.225	48.329

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.10. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 0^\circ$)

$\theta = 0.000$ ° *Ángulo de incidencia del viento en la dirección de la línea.*

Panel No.	Altura Z (m)	q_0 (Kg/m ²)	S_T (m ²)	ϕ	C_N	K_θ	G_t	F_t (Kg)
1	2.500	31.356	5.196	0.148	3.15	1.00	1.550	795.46
2	6.250	31.356	2.469	0.147	3.14	1.00	1.625	395.01
3	8.750	31.356	3.078	0.189	2.94	1.00	1.675	475.36
4	11.250	32.662	2.392	0.151	3.10	1.00	1.719	416.27
5	13.750	35.013	3.471	0.227	2.83	1.00	1.756	603.95
6	16.250	37.099	2.337	0.158	3.09	1.00	1.794	480.58
7	18.750	38.984	2.856	0.200	2.90	1.00	1.831	591.19
8	21.228	40.697	2.229	0.165	3.05	1.00	1.864	515.74
9	23.683	42.269	2.188	0.169	3.03	1.00	1.891	530.03
10	26.250	43.803	2.754	0.203	2.88	1.00	1.919	666.80
11	28.720	45.189	2.074	0.189	2.94	1.00	1.946	536.25
12	31.050	46.427	2.042	0.182	2.97	1.00	1.972	555.30
13	33.450	47.640	2.816	0.263	2.66	1.00	1.998	712.92
14	35.670	48.712	1.848	0.212	2.85	1.00	2.022	518.65
15	37.710	49.660	1.758	0.210	2.87	1.00	2.045	512.30
16	39.680	50.544	1.701	0.228	2.82	1.00	2.066	500.84
17	41.580	51.369	2.002	0.279	2.58	1.00	2.079	551.49
18	43.330	52.108	6.226	0.429	2.15	1.00	2.088	1456.48
19	44.830	52.726	1.329	0.273	2.62	1.00	2.097	384.97
20	46.230	53.291	1.307	0.278	2.59	1.00	2.104	379.43
21	47.630	53.844	1.122	0.247	2.72	1.00	2.112	346.95
22	49.030	54.387	0.804	0.184	2.95	1.00	2.120	273.53
23	50.380	61.095	1.059	0.271	2.64	1.00	2.127	363.37
24	51.830	59.677	3.806	0.286	2.55	1.00	2.135	1236.63
25	53.330	58.285	0.754	0.195	2.95	1.00	2.143	277.78
26	54.730	57.049	0.737	0.199	2.91	1.00	2.151	263.22
27	56.130	55.869	0.726	0.205	2.87	1.00	2.159	251.48
28	57.530	54.742	0.704	0.210	2.86	1.00	2.166	238.59
29	58.880	53.701	0.889	0.300	2.53	1.00	2.174	262.58
30	60.230	52.703	3.414	0.320	2.45	1.00	2.300	1013.86
31	61.630	51.711	0.498	0.174	3.02	1.00	2.320	180.37
32	62.980	50.792	0.433	0.173	3.03	1.00	2.360	157.20
33	64.280	49.940	0.422	0.179	2.99	1.00	2.390	150.60
34	65.580	49.120	0.542	0.245	2.75	1.00	2.400	175.71
35	66.880	48.329	2.711	0.297	2.53	1.00	2.450	812.18

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.11. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 90^\circ$)

$\theta = 90.000^\circ$ *Ángulo de incidencia del viento en la dirección de la línea.*

Panel No.	Altura Z (m)	q_0 (Kg/m ²)	S_T (m ²)	ϕ	C_N	K_θ	G_t	F_t (Kg)
1	2.500	31.356	5.196	0.148	3.15	1.00	1.550	795.46
2	6.250	31.356	2.469	0.147	3.14	1.00	1.625	395.01
3	8.750	31.356	3.078	0.189	2.94	1.00	1.675	475.36
4	11.250	32.662	2.392	0.151	3.10	1.00	1.719	416.27
5	13.750	35.013	3.009	0.197	2.92	1.00	1.756	540.14
6	16.250	37.099	2.337	0.158	3.09	1.00	1.794	480.58
7	18.750	38.984	2.856	0.200	2.90	1.00	1.831	591.19
8	21.228	40.697	2.229	0.165	3.05	1.00	1.864	515.74
9	23.683	42.269	2.188	0.169	3.03	1.00	1.891	530.03
10	26.250	43.803	2.754	0.203	2.88	1.00	1.919	666.80
11	28.720	45.189	2.074	0.189	2.94	1.00	1.946	536.25
12	31.050	46.427	2.042	0.182	2.97	1.00	1.972	555.30
13	33.450	47.640	2.487	0.233	2.77	1.00	1.998	655.84
14	35.670	48.712	1.848	0.212	2.85	1.00	2.022	518.65
15	37.710	49.660	1.758	0.210	2.87	1.00	2.045	512.30
16	39.680	50.544	1.701	0.228	2.82	1.00	2.066	500.84
17	41.580	51.369	2.002	0.279	2.58	1.00	2.079	551.49
18	43.330	52.108	2.715	0.468	2.05	1.00	2.088	605.59
19	44.830	52.726	1.329	0.273	2.62	1.00	2.097	384.97
20	46.230	53.291	1.307	0.278	2.59	1.00	2.104	379.43
21	47.630	53.844	1.122	0.247	2.72	1.00	2.112	346.95
22	49.030	54.387	0.804	0.184	2.95	1.00	2.120	273.53
23	50.380	61.095	1.059	0.271	2.64	1.00	2.127	363.37
24	51.830	59.677	1.834	0.399	2.24	1.00	2.135	523.32
25	53.330	58.285	0.754	0.195	2.95	1.00	2.143	277.78
26	54.730	57.049	0.737	0.199	2.91	1.00	2.151	263.22
27	56.130	55.869	0.726	0.205	2.87	1.00	2.159	251.48
28	57.530	54.742	0.704	0.210	2.86	1.00	2.166	238.59
29	58.880	53.701	0.889	0.300	2.53	1.00	2.174	262.58
30	60.230	52.703	1.475	0.484	2.02	1.00	2.300	361.18
31	61.630	51.711	0.498	0.174	3.02	1.00	2.320	180.37
32	62.980	50.792	0.433	0.173	3.03	1.00	2.360	157.20
33	64.280	49.940	0.422	0.179	2.99	1.00	2.390	150.60
34	65.580	49.120	0.542	0.245	2.75	1.00	2.400	175.71
35	66.880	48.329	0.958	0.468	2.05	1.00	2.450	232.54

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.12. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 45^\circ$)

$\theta = 45.000^\circ$ *Ángulo de incidencia del viento en la dirección de la línea.*

Panel No.	Altura Z (m)	q_0 (Kg/m ²)	S_T (m ²)	ϕ	C_N	K_θ	G_t	F_t (Kg)
1	2.500	31.356	7.348	0.210	2.87	1.155	1.550	1183.82
2	6.250	31.356	3.492	0.208	2.88	1.153	1.625	590.76
3	8.750	31.356	4.354	0.267	2.65	1.195	1.675	724.10
4	11.250	32.662	3.382	0.214	2.84	1.160	1.719	625.62
5	13.750	35.013	4.582	0.300	2.53	1.210	1.756	862.38
6	16.250	37.099	3.305	0.224	2.83	1.167	1.794	726.40
7	18.750	38.984	4.039	0.283	2.57	1.208	1.831	895.05
8	21.228	40.697	3.152	0.233	2.80	1.174	1.864	786.10
9	23.683	42.269	3.095	0.239	2.78	1.189	1.891	817.70
10	26.250	43.803	3.895	0.287	2.55	1.212	1.919	1011.96
11	28.720	45.189	2.933	0.267	2.65	1.198	1.946	818.92
12	31.050	46.427	2.888	0.257	2.68	1.190	1.972	843.27
13	33.450	47.640	3.750	0.351	2.36	1.298	1.998	1093.38
14	35.670	48.712	2.613	0.300	2.53	1.210	2.022	787.86
15	37.710	49.660	2.486	0.297	2.53	1.211	2.045	773.43
16	39.680	50.544	2.405	0.322	2.44	1.233	2.066	755.64
17	41.580	51.369	2.831	0.395	2.25	1.276	2.079	867.89
18	43.330	52.108	6.323	0.435	2.13	1.300	2.088	1904.80
19	44.830	52.726	1.879	0.386	2.28	1.270	2.097	601.70
20	46.230	53.291	1.848	0.393	2.26	1.275	2.104	596.99
21	47.630	53.844	1.586	0.349	2.37	1.249	2.112	533.98
22	49.030	54.387	1.137	0.260	2.66	1.178	2.120	410.88
23	50.380	61.095	1.498	0.384	2.30	1.272	2.127	569.47
24	51.830	59.677	3.988	0.299	2.53	1.209	2.135	1554.19
25	53.330	58.285	1.066	0.276	2.60	1.202	2.143	416.17
26	54.730	57.049	1.042	0.281	2.58	1.206	2.151	398.02
27	56.130	55.869	1.027	0.290	2.54	1.212	2.159	381.48
28	57.530	54.742	0.995	0.297	2.53	1.208	2.166	360.57
29	58.880	53.701	1.257	0.424	2.17	1.289	2.174	410.56
30	60.230	52.703	3.457	0.324	2.43	1.235	2.300	1257.58
31	61.630	51.711	0.704	0.247	2.72	1.181	2.320	271.33
32	62.980	50.792	0.612	0.245	2.75	1.179	2.360	237.89
33	64.280	49.940	0.596	0.253	2.70	1.188	2.390	228.29
34	65.580	49.120	0.767	0.346	2.35	1.247	2.400	264.94
35	66.880	48.329	2.594	0.568	1.86	1.337	2.450	763.87

C. EUROCÓDIGO 2005 (Referencia 5)

C-1. CATEGORÍA DE TERRENO Y PARÁMETROS DE TERRENO

Para el estudio realizado se consideró un terreno ubicado en una zona costera, por lo cual de la tabla 5.13:

- Tipo de terreno: Categoría 0.
- Extensión de rugosidad: $Z_0 = 0.003 \text{ m}$.
- Altura mínima: $Z_{\min} = 1.00 \text{ m}$.
- Altura máxima: $Z_{\max} = 200.00 \text{ m}$.
- Factor de terreno: $k_r = 0.156$

C-2. VELOCIDAD BÁSICA DEL VIENTO

Para el caso de la acción del viento debido a los efectos de una tormenta severa o vaguada (caso crítico), se estableció que para una altura de 10 m se presenta una velocidad del viento de $V = 144.00 \text{ Km/hora}$, definida para un intervalo de promediación de 3 segundos.

Sin embargo, para la aplicación del Eurocódigo 2005, se requiere que la velocidad básica del viento esté referida para un intervalo de promediación de 10 minutos; por lo anterior, se empleó la velocidad corregida en el apartado correspondiente a las Normas Británicas.

La velocidad básica del viento a 10 m de altura, para un intervalo de promediación de 10 minutos, resultó finalmente de: $V_b = 101.909 \text{ m/s}$.

C-3. VARIACIÓN DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO CON LA ALTURA

Para definir el perfil de distribución de la velocidad del viento con la altura Z , para el caso particular de la acción de una tormenta severa o vaguada, se consideraron los siguientes factores $c_r(Z)$.

Para $Z \leq 10 \text{ m}$:
 $c_r(Z) = 1.00$

Para $10 \text{ m} < Z \leq 50 \text{ m}$:

$$c_r(Z) = \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha, \text{ donde } \alpha = 0.1732$$

Para $50 \text{ m} < Z \leq 280.90 \text{ m}$:

$$c_r(Z) = \left[2.725 \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha \right], \text{ donde } \alpha = -0.4137$$

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.13. PRESIÓN BÁSICA DE VELOCIDAD DEBIDA A LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA

$V_b = 101.909$ Km/hora *Velocidad básica del viento a 10 m de altura.*

Panel No.	Altura Z (m)	$c_r (Z)$	$c_o (Z)$	$V_m (Z)$ (Km/hora)	ρ (Kg/m ³)	q_b (Kg/m ²)
1	2.500	1.000	1.00	101.91	1.250	51.054
2	6.250	1.000	1.00	101.91	1.250	51.054
3	8.750	1.000	1.00	101.91	1.250	51.054
4	11.250	1.021	1.00	104.01	1.250	53.180
5	13.750	1.057	1.00	107.69	1.250	57.008
6	16.250	1.088	1.00	110.85	1.250	60.404
7	18.750	1.115	1.00	113.63	1.250	63.474
8	21.228	1.139	1.00	116.10	1.250	66.262
9	23.683	1.161	1.00	118.32	1.250	68.823
10	26.250	1.182	1.00	120.45	1.250	71.321
11	28.720	1.200	1.00	122.34	1.250	73.577
12	31.050	1.217	1.00	124.00	1.250	75.593
13	33.450	1.233	1.00	125.61	1.250	77.568
14	35.670	1.246	1.00	127.02	1.250	79.314
15	37.710	1.258	1.00	128.25	1.250	80.856
16	39.680	1.270	1.00	129.39	1.250	82.295
17	41.580	1.280	1.00	130.44	1.250	83.639
18	43.330	1.289	1.00	131.37	1.250	84.842
19	44.830	1.297	1.00	132.15	1.250	85.849
20	46.230	1.304	1.00	132.85	1.250	86.768
21	47.630	1.310	1.00	133.54	1.250	87.669
22	49.030	1.317	1.00	134.21	1.250	88.553
23	50.380	1.396	1.00	142.25	1.250	99.475
24	51.830	1.380	1.00	140.59	1.250	97.167
25	53.330	1.363	1.00	138.94	1.250	94.900
26	54.730	1.349	1.00	137.46	1.250	92.887
27	56.130	1.335	1.00	136.03	1.250	90.966
28	57.530	1.321	1.00	134.65	1.250	89.130
29	58.880	1.309	1.00	133.37	1.250	87.436
30	60.230	1.296	1.00	132.12	1.250	85.811
31	61.630	1.284	1.00	130.87	1.250	84.195
32	62.980	1.273	1.00	129.70	1.250	82.699
33	64.280	1.262	1.00	128.61	1.250	81.313
34	65.580	1.252	1.00	127.55	1.250	79.977
35	66.880	1.241	1.00	126.52	1.250	78.689

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.14. AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE LA PRESIÓN BÁSICA DE VELOCIDAD DEBIDA A LA ACCIÓN TURBULENTO DEL VIENTO

Panel No.	Altura Z (m)	$q_b(Z)$ (Kg/m²)	$I_v(Z)$	Factor de ráfaga	$q_p(Z)$ (Kg/m²)
1	2.500	51.054	0.156	2.092	106.805
2	6.250	51.054	0.156	2.092	106.805
3	8.750	51.054	0.156	2.092	106.805
4	11.250	53.180	0.153	2.070	110.080
5	13.750	57.008	0.148	2.033	115.921
6	16.250	60.404	0.143	2.004	121.046
7	18.750	63.474	0.140	1.979	125.638
8	21.228	66.262	0.137	1.959	129.777
9	23.683	68.823	0.134	1.941	133.552
10	26.250	71.321	0.132	1.924	137.215
11	28.720	73.577	0.130	1.910	140.506
12	31.050	75.593	0.128	1.897	143.431
13	33.450	77.568	0.127	1.886	146.287
14	35.670	79.314	0.125	1.876	148.802
15	37.710	80.856	0.124	1.868	151.017
16	39.680	82.295	0.123	1.860	153.078
17	41.580	83.639	0.122	1.853	154.997
18	43.330	84.842	0.121	1.847	156.712
19	44.830	85.849	0.120	1.842	158.143
20	46.230	86.768	0.120	1.838	159.448
21	47.630	87.669	0.119	1.833	160.726
22	49.030	88.553	0.118	1.829	161.978
23	50.380	99.475	0.112	1.782	177.296
24	51.830	97.167	0.113	1.792	174.079
25	53.330	94.900	0.114	1.801	170.910
26	54.730	92.887	0.116	1.810	168.086
27	56.130	90.966	0.117	1.818	165.384
28	57.530	89.130	0.118	1.826	162.794
29	58.880	87.436	0.119	1.834	160.396
30	60.230	85.811	0.120	1.842	158.090
31	61.630	84.195	0.121	1.850	155.790
32	62.980	82.699	0.123	1.858	153.655
33	64.280	81.313	0.124	1.865	151.672
34	65.580	79.977	0.125	1.872	149.755
35	66.880	78.689	0.126	1.880	147.903

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.15. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 0^\circ$)

$\theta = 0.000$ ^e *Ángulo de incidencia del viento en la dirección de la línea.*

Panel No.	Altura Z (m)	$q_p(Z)$ (Kg/m ²)	ϕ	$C_s C_d$	$C_{f,0}$	ψ_λ para $\lambda=70$	A_{ref} (m ²)	F_w (Kg)
1	2.500	106.805	0.148	1.100	2.961	0.998	5.196	1803.88
2	6.250	106.805	0.147	1.100	2.962	0.998	2.469	857.43
3	8.750	106.805	0.189	1.100	2.811	0.995	3.078	1011.59
4	11.250	110.080	0.151	1.100	2.960	0.998	2.392	855.51
5	13.750	115.921	0.227	1.100	2.600	0.993	3.471	1142.71
6	16.250	121.046	0.158	1.100	2.914	0.998	2.337	904.87
7	18.750	125.638	0.200	1.100	2.778	0.994	2.856	1089.90
8	21.228	129.777	0.165	1.100	2.892	0.996	2.229	916.59
9	23.683	133.552	0.169	1.100	2.865	0.996	2.188	917.42
10	26.250	137.215	0.203	1.100	2.773	0.994	2.754	1145.92
11	28.720	140.506	0.189	1.100	2.811	0.995	2.074	896.63
12	31.050	143.431	0.182	1.100	2.832	0.995	2.042	907.91
13	33.450	146.287	0.263	1.100	2.503	0.988	2.816	1120.48
14	35.670	148.802	0.212	1.100	2.724	0.994	1.848	818.84
15	37.710	151.017	0.210	1.100	2.728	0.994	1.758	791.75
16	39.680	153.078	0.228	1.100	2.597	0.993	1.701	738.54
17	41.580	154.997	0.279	1.100	2.465	0.987	2.002	830.25
18	43.330	156.712	0.429	1.100	2.086	0.980	6.226	2194.14
19	44.830	158.143	0.273	1.100	2.471	0.987	1.329	563.81
20	46.230	159.448	0.278	1.100	2.467	0.987	1.307	558.00
21	47.630	160.726	0.247	1.100	2.524	0.988	1.122	494.52
22	49.030	161.978	0.184	1.100	2.830	0.995	0.804	403.46
23	50.380	177.296	0.271	1.100	2.473	0.987	1.059	504.20
24	51.830	174.079	0.286	1.100	2.443	0.987	3.806	1757.40
25	53.330	170.910	0.195	1.100	2.783	0.994	0.754	392.06
26	54.730	168.086	0.199	1.100	2.779	0.994	0.737	376.47
27	56.130	165.384	0.205	1.100	2.753	0.994	0.726	361.64
28	57.530	162.794	0.210	1.100	2.728	0.994	0.704	341.64
29	58.880	160.396	0.300	1.100	2.432	0.985	0.889	375.74
30	60.230	158.090	0.320	1.100	2.346	0.982	3.414	1367.68
31	61.630	155.790	0.174	1.100	2.849	0.996	0.498	242.09
32	62.980	153.655	0.173	1.100	2.846	0.996	0.433	207.37
33	64.280	151.672	0.179	1.100	2.838	0.995	0.422	198.81
34	65.580	149.755	0.245	1.100	2.528	0.988	0.542	223.00
35	66.880	147.903	0.297	1.100	2.435	0.990	2.711	1063.32

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.16. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 90^\circ$)

$\theta = 90.000^\circ$ *Ángulo de incidencia del viento en la dirección de la línea.*

Panel No.	Altura Z (m)	$q_p(Z)$ (Kg/m ²)	ϕ	$C_s C_d$	$C_{f,0}$	ψ_λ para $\lambda=70$	A_{ref} (m ²)	F_w (Kg)
1	2.500	106.805	0.148	1.100	2.961	0.998	5.196	1803.88
2	6.250	106.805	0.147	1.100	2.962	0.998	2.469	857.43
3	8.750	106.805	0.189	1.100	2.811	0.995	3.078	1011.59
4	11.250	110.080	0.151	1.100	2.960	0.998	2.392	855.51
5	13.750	115.921	0.197	1.100	2.781	0.994	3.009	1060.50
6	16.250	121.046	0.158	1.100	2.914	0.998	2.337	904.87
7	18.750	125.638	0.200	1.100	2.778	0.994	2.856	1089.90
8	21.228	129.777	0.165	1.100	2.892	0.996	2.229	916.59
9	23.683	133.552	0.169	1.100	2.865	0.996	2.188	917.42
10	26.250	137.215	0.203	1.100	2.773	0.994	2.754	1145.92
11	28.720	140.506	0.189	1.100	2.811	0.995	2.074	896.63
12	31.050	143.431	0.182	1.100	2.832	0.995	2.042	907.91
13	33.450	146.287	0.233	1.100	2.589	0.993	2.487	1029.03
14	35.670	148.802	0.212	1.100	2.724	0.994	1.848	818.84
15	37.710	151.017	0.210	1.100	2.728	0.994	1.758	791.75
16	39.680	153.078	0.228	1.100	2.597	0.993	1.701	738.54
17	41.580	154.997	0.279	1.100	2.465	0.987	2.002	830.25
18	43.330	156.712	0.468	1.100	2.032	0.972	2.715	924.43
19	44.830	158.143	0.273	1.100	2.471	0.987	1.329	563.81
20	46.230	159.448	0.278	1.100	2.467	0.987	1.307	558.00
21	47.630	160.726	0.247	1.100	2.524	0.988	1.122	494.52
22	49.030	161.978	0.184	1.100	2.830	0.995	0.804	403.46
23	50.380	177.296	0.271	1.100	2.473	0.987	1.059	504.20
24	51.830	174.079	0.399	1.100	2.178	0.978	1.834	747.91
25	53.330	170.910	0.195	1.100	2.783	0.994	0.754	392.06
26	54.730	168.086	0.199	1.100	2.779	0.994	0.737	376.47
27	56.130	165.384	0.205	1.100	2.753	0.994	0.726	361.64
28	57.530	162.794	0.210	1.100	2.728	0.994	0.704	341.64
29	58.880	160.396	0.300	1.100	2.432	0.985	0.889	375.74
30	60.230	158.090	0.484	1.100	2.005	0.970	1.475	498.87
31	61.630	155.790	0.174	1.100	2.849	0.996	0.498	242.09
32	62.980	153.655	0.173	1.100	2.846	0.996	0.433	207.37
33	64.280	151.672	0.179	1.100	2.838	0.995	0.422	198.81
34	65.580	149.755	0.245	1.100	2.528	0.988	0.542	223.00
35	66.880	147.903	0.468	1.100	2.032	0.972	0.958	307.84

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

TABLA 7.17. CARGAS DE VIENTO SOBRE LAS TORRES POR LA ACCIÓN DE UNA TORMENTA SEVERA O VAGUADA (ÁNGULO DE ATAQUE $\theta = 45^\circ$)

$\theta = 45.000^\circ$ *Ángulo de incidencia del viento en la dirección de la línea.*

Panel No.	Altura Z (m)	$q_p(Z)$ (Kg/m ²)	ϕ	$C_s C_d$	$C_{f,0}$	ψ_λ para $\lambda=70$	A_{ref} (m ²)	F_w (Kg)
1	2.500	106.805	0.210	1.100	3.119	0.994	7.348	2676.42
2	6.250	106.805	0.208	1.100	3.122	0.994	3.492	1272.97
3	8.750	106.805	0.267	1.100	2.903	0.988	4.354	1467.03
4	11.250	110.080	0.214	1.100	3.113	0.994	3.382	1267.31
5	13.750	115.921	0.300	1.100	2.849	0.985	4.582	1639.53
6	16.250	121.046	0.224	1.100	3.045	0.993	3.305	1330.51
7	18.750	125.638	0.283	1.100	2.870	0.987	4.039	1581.18
8	21.228	129.777	0.233	1.100	3.000	0.993	3.152	1340.62
9	23.683	133.552	0.239	1.100	2.973	0.993	3.095	1342.28
10	26.250	137.215	0.287	1.100	2.865	0.987	3.895	1662.54
11	28.720	140.506	0.267	1.100	2.903	0.988	2.933	1300.32
12	31.050	143.431	0.257	1.100	2.930	0.988	2.888	1319.06
13	33.450	146.287	0.351	1.100	2.703	0.981	3.750	1600.04
14	35.670	148.802	0.300	1.100	2.849	0.985	2.613	1200.19
15	37.710	151.017	0.297	1.100	2.853	0.985	2.486	1160.41
16	39.680	153.078	0.322	1.100	2.784	0.982	2.405	1107.26
17	41.580	154.997	0.395	1.100	2.654	0.978	2.831	1252.66
18	43.330	156.712	0.435	1.100	2.551	0.970	6.323	2696.92
19	44.830	158.143	0.386	1.100	2.659	0.978	1.879	850.19
20	46.230	159.448	0.393	1.100	2.658	0.978	1.848	842.47
21	47.630	160.726	0.349	1.100	2.707	0.981	1.586	744.76
22	49.030	161.978	0.260	1.100	2.926	0.988	1.137	585.79
23	50.380	177.296	0.384	1.100	2.663	0.978	1.498	760.83
24	51.830	174.079	0.299	1.100	2.851	0.985	3.988	2144.48
25	53.330	170.910	0.276	1.100	2.886	0.987	1.066	570.93
26	54.730	168.086	0.281	1.100	2.876	0.987	1.042	547.11
27	56.130	165.384	0.290	1.100	2.863	0.987	1.027	528.13
28	57.530	162.794	0.297	1.100	2.853	0.985	0.995	500.72
29	58.880	160.396	0.424	1.100	2.578	0.970	1.257	554.70
30	60.230	158.090	0.324	1.100	2.780	0.982	3.457	1641.17
31	61.630	155.790	0.247	1.100	2.953	0.988	0.704	352.01
32	62.980	153.655	0.245	1.100	2.957	0.988	0.612	302.25
33	64.280	151.672	0.253	1.100	2.935	0.988	0.596	288.48
34	65.580	149.755	0.346	1.100	2.712	0.981	0.767	336.11
35	66.880	147.903	0.568	1.100	2.524	0.969	2.594	1032.26

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

7.3.2. CARGA DE VIENTO SOBRE LOS CABLES

En las normas para diseño por viento empleadas en México, no se contemplan especificaciones para determinar los coeficientes de arrastre para calcular la acción del viento sobre cables flexibles; de acuerdo con la *Referencia 11* se deben emplear otros lineamientos para definir dichos parámetros, por lo cual para el presente estudio se empleó el método propuesto por la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (*ASCE, Referencia 9*).

a) *Ángulo de acción del viento con respecto al eje de la línea:*

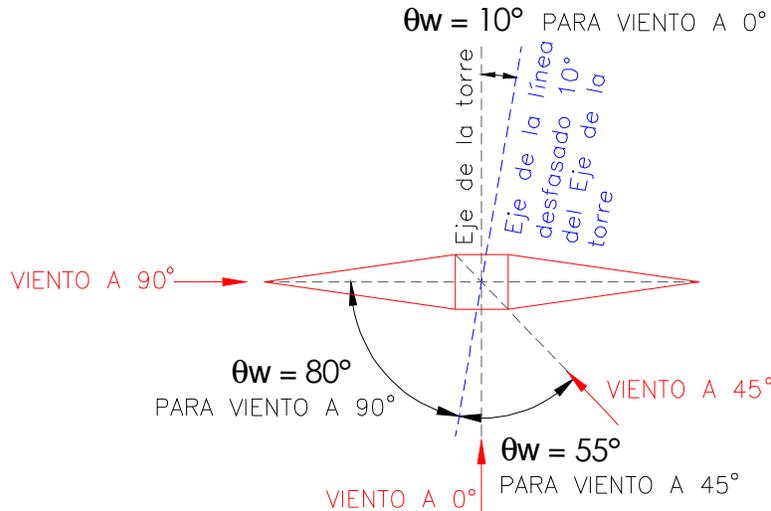


Figura 7.8. Ángulos de ataque del viento con respecto al eje de la línea.

b) *Altura promedio de los cables (Referencia 9):*

Tabla 7.18. Altura promedio de los cables

Cruceta	Z_1 (m)	Flecha h (m)	$Z_{\min}=Z_1-h$ (m)	Z_{cable} (m)
1	39.58	6.762	32.818	36.199
2	48.08	6.762	41.318	44.699
3	56.58	6.762	51.818	55.199
4	64.58	4.198	60.382	62.481

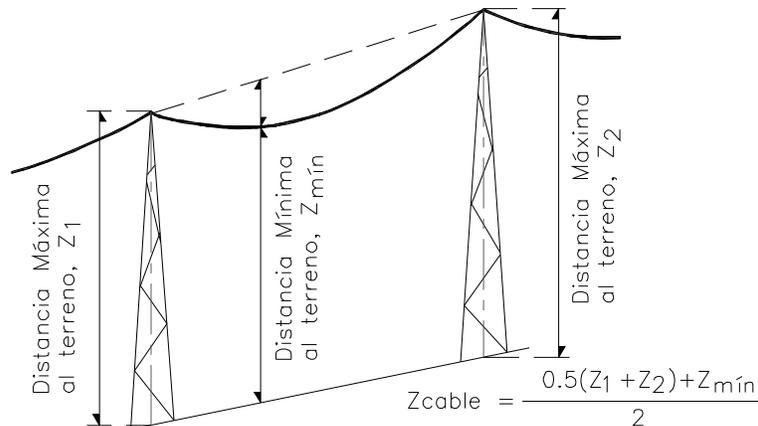


Figura 7.9. Cálculo de la altura promedio de los cables.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

c) *Factor de reducción del claro (Referencia 9).* Permite reducir los valores pico de la velocidad del viento a lo largo del claro del cable, debido a la acción no simultánea de las ráfagas. Se determinan con el empleo de las siguientes expresiones:

$$\alpha = 0.58 + 0.42 e^{\left(-\frac{s}{180}\right)} \quad (\text{Para terreno rural}) \dots\dots\dots (7.5-A)$$

$$\alpha = 0.58 + 0.50 e^{\left(-\frac{s}{140}\right)} \quad (\text{Para terreno urbano}) \dots\dots\dots (7.5-B)$$

La línea de transmisión analizada se ubicará en un terreno tipo urbano, por lo cual, el factor de reducción del claro resulta ser: $\alpha = 0.6145$.

d) *Cálculo del Número de Reynolds para los cables a diferentes alturas (Referencia 9):*

$$Re = \frac{V_D \cdot b}{15 \times 10^{-6}} \dots\dots\dots (7.6)$$

En donde:

V_D = Velocidad de diseño del viento actuando sobre los cables, en m/s.

b = Diámetro del cable, en m.

Tabla 7.19. Determinación del Número de Reynolds para los cables

Z_{cable} (m)	F_{rz}	F_C	F_T	V_R (Km/hora)	$V_D = F_T F_\alpha V_R$ (Km/hora)	b (m)	Re
36.199	1.2362	0.9	1.00	144.00	160.2115	0.032	94,940.160
44.699	1.3243	0.9	1.00	144.00	171.6293	0.032	101,706.240
55.199	1.2700	0.9	1.00	144.00	164.592	0.032	97,536.000
62.481	1.2645	0.9	1.00	144.00	163.8792	0.0095	28,830.600

e) *Cálculo de las fuerzas que el viento provoca sobre los cables (Referencia 9):*

Presión dinámica de base que actúa sobre los cables:

$$q_z = \frac{1}{2} (0.0096) (V_D^2) \dots\dots\dots (7.7)$$

Carga uniforme debida a la acción viento sobre los cables:

$$w_C = q_z C_D \cdot b \cdot \text{sen}^2 \theta \alpha \dots\dots\dots (7.8)$$

En donde:

θ = Ángulo horizontal de incidencia del viento, en relación con la dirección de la línea.

C_D = Coeficiente de arrastre para cables, el cual se obtiene de la gráfica de la figura 7.10, en función de su número de Reynolds.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

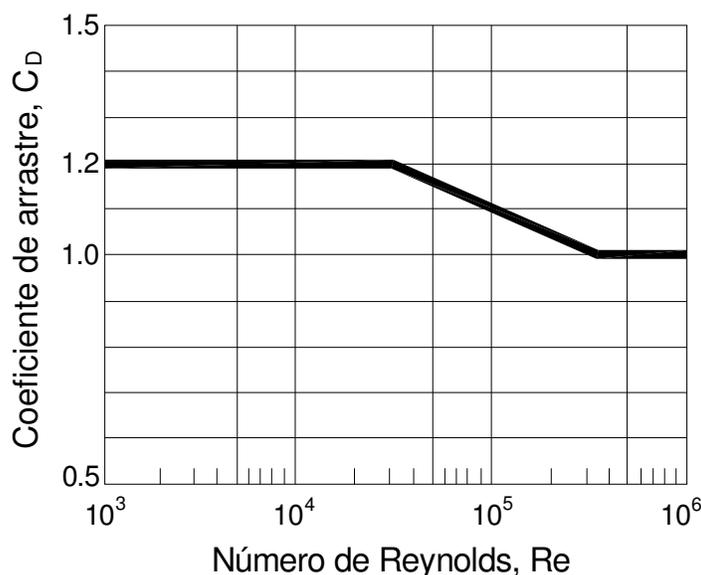


Figura 7.10. Coeficiente de Arrastre C_D para cables (Referencia 9).

Tabla 7.20. Carga uniformemente distribuida del viento sobre los cables, para un ángulo de ataque de $\theta_w = 90^\circ$ ($\theta = 80^\circ$ con respecto al eje de la línea)

Altura del cable (m)	C_D	q_z (Kg/m ²)	α	b (m)	θ	w_c (Kg/m)
36.199	1.170	123.205	0.6145	0.032	80°	2.749
44.699	1.100	141.392	0.6145	0.032	80°	2.966
55.199	1.150	130.035	0.6145	0.032	80°	2.852
62.481	1.200	128.911	0.6145	0.0095	80°	0.876

Tabla 7.21. Carga uniformemente distribuida del viento sobre los cables, para un ángulo de ataque de $\theta_w = 0^\circ$ ($\theta = 10^\circ$ con respecto al eje de la línea)

Altura del cable (m)	C_D	q_z (Kg/m ²)	α	b (m)	θ	w_c (Kg/m)
36.199	1.170	123.205	0.6145	0.032	10°	0.0855
44.699	1.100	141.392	0.6145	0.032	10°	0.0922
55.199	1.150	130.035	0.6145	0.032	10°	0.0887
62.481	1.200	128.911	0.6145	0.0095	10°	0.0272

Tabla 7.22. Carga uniformemente distribuida del viento sobre los cables, para un ángulo de ataque de $\theta_w = 45^\circ$ ($\theta = 55^\circ$ con respecto al eje de la línea)

Altura del cable (m)	C_D	q_z (Kg/m ²)	α	b (m)	θ	w_c (Kg/m)
36.199	1.170	123.205	0.6145	0.032	55°	1.902
44.699	1.100	141.392	0.6145	0.032	55°	2.052
55.199	1.150	130.035	0.6145	0.032	55°	1.973
62.481	1.200	128.911	0.6145	0.0095	55°	0.606

7.4. ESTABILIDAD DE LA TORRE EN FUNCIÓN DE LA INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

Existe clara evidencia que para estructuras flexibles, sus condiciones de estabilidad son dependientes de las características del diseño de los miembros de la superestructura, pero también son altamente dependientes de la rigidez angular de la base de apoyo en el suelo. Así, las propiedades mecánicas del terreno influyen de manera significativa en definir la rigidez crítica que debe proporcionar la base de apoyo, para proporcionar suficiente rigidez angular para evitar el volteo de la superestructura por rotación de la base.

En el estudio definido en la *Referencia 21* se establecieron las condiciones necesarias para afirmar la existencia de estabilidad, con factores de seguridad mayores a tres, a partir de un algoritmo que utiliza el método dinámico para definir el momento de volteo crítico que debe proporcionar la cimentación de las torres. De los resultados obtenidos al considerar apoyo sobre una zapata superficial cuadrada, con losa de apoyo en toda el área y contratraveses para soportar las torres, se estableció tanto la dependencia del periodo del primer modo de vibrar de la torre al variar el módulo de Young al cortante del terreno de apoyo, como el cambio del desplazamiento en la parte superior de la torre en la dirección de la línea, al considerar la acción del viento en la torre aislada.

Finalmente se observó que al disminuir el módulo G representativo del suelo de apoyo, el periodo natural del primer modo de vibrar de la torre se incrementa muy rápidamente en terrenos de bajo módulo G ; por otra parte, los desplazamientos máximos en la parte alta aumentan rápidamente, al disminuir el valor de G , y puede inducir inestabilidad por rotación en la base de la torre. Con la integración de todos los resultados previamente mencionados se definieron nomogramas que relacionan el parámetro D/B , con el módulo de Young al cortante del suelo (G); D es la profundidad de la ataguía y B es el ancho de la losa superior.

APLICACIÓN PARA LA TORRE DESPLANTADA EN SUELO DE BAJA CAPACIDAD

En este apartado se integró el sistema superestructura, subestructura y suelo para el caso particular planteado en el presente estudio, y después de realizar el análisis se observó lo siguiente:

- a) Se presenta un incremento en el periodo fundamental de vibración de la estructura, debido a la flexibilidad de la cimentación y del suelo sobre el cual se desplanta.
- b) Se modifica el amortiguamiento del sistema suelo-estructura, debido a que parte de la energía de vibración de la torre se disipa por radiación de ondas en el terreno de apoyo, o por el amortiguamiento histerético entre la base la base de cimentación y el suelo.
- c) Se modifica la magnitud de respuesta máxima debida a un movimiento rígido de la superestructura, provocado por la rotación de la subestructura.

En la *Referencia 21*, se propone un método para el análisis de la interacción suelo-estructura de una torre de transmisión, que tiene como base el considerar la superestructura apoyada en seis resortes de rigidez ortogonal, cuyas características están en función de las dimensiones de la superestructura y de las propiedades dinámicas del suelo.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

Para determinar la rigidez angular de la cimentación, se modeló la torre apoyada en dichos resortes de rigidez y además se consideró que dicha torre se comporta como un elemento rígido. Para comprobar la estabilidad de la estructura, los resortes de rigidez deben tener como mínimo la rigidez angular crítica obtenida de la siguiente expresión:

$$(KR)_{crítica} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot h_i \quad \dots\dots\dots (7.9)$$

En donde:

P_i = Resultante de todas las cargas gravitacionales en el i-ésimo nivel sobre la base de desplante de la cimentación.

h_i = Altura de la resultante sobre el i-ésimo nivel.

Para obtener la sumatoria del segundo miembro, se determinó el momento de empotramiento generado al girar la torre 90°, y aplicar las cargas debidas al peso propio de la estructura y al peso de los cables en las crucetas (ver figura 7.11); de la aplicación del método anterior se obtuvo el siguiente resultado:

Tabla 7.23. Rigidez angular crítica

Altura de la Torre (m)	Rigidez Angular Crítica (Ton-m/Rad)	Rigidez Angular necesaria para garantizar un Factor de Seguridad de 3 contra inestabilidad (Ton-m/Rad)
67.53	1,191.812	3,575.436

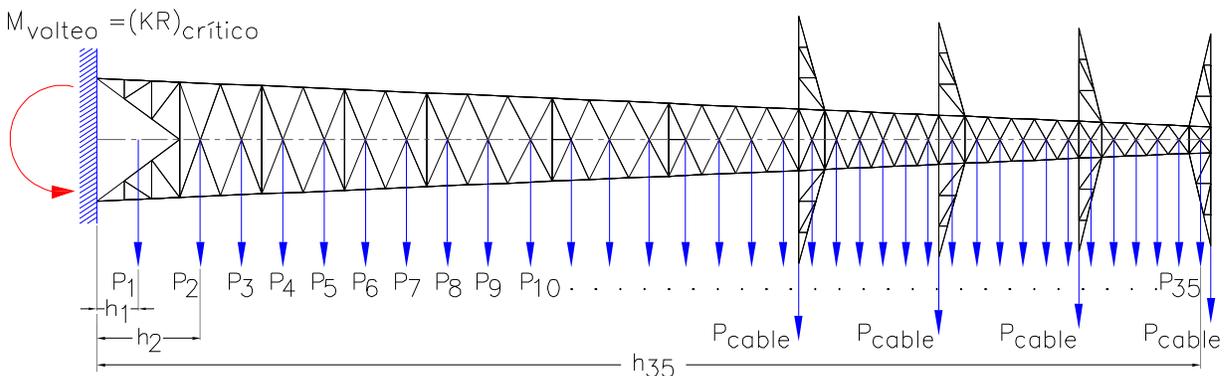


Figura 7.11. Procedimiento para el cálculo de la rigidez angular crítica.

RIGIDEZ DE LA CIMENTACIÓN

Cimentación propuesta: Losa de cimentación cuya dimensión B se tomó igual al tamaño de la base de la torre analizada (7.183 m); contratrabes de concreto reforzado de 40cm x 45cm perimetral a la losa de cimentación; ataguías a base de láminas metálicas de 1.30 cm de espesor y 12 m de profundidad (profundidad de desplante D), $F_y = 3,500 \text{ Kg/cm}^2$ y $E = 2.10 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

La integración de las ataguías metálicas al sistema de cimentación, tienen la finalidad de reducir la compresibilidad de las partículas del suelo rodeado por las mismas, con lo cual se limitan los asentamientos y rotaciones en la base de la torre.

Para la cimentación se consideró un concreto con $f'c = 500 \text{ Kg/cm}^2$, con la finalidad de evitar el agrietamiento excesivo de la misma por efectos de esfuerzos de tensión. El módulo de elasticidad se consideró igual a $14000\sqrt{f'c}$, para un concreto clase 1, en base a lo establecido por las NTC del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (*Referencia 1*).

Además se consideró un suelo con módulo de elasticidad al cortante $G = 90 \text{ Ton/m}^2$, que corresponde a un suelo con baja capacidad de carga. Cabe mencionar que para suelos de baja capacidad de carga (suelo deformable), el módulo de elasticidad al cortante varía entre 60 y 300 Ton/m^2 .

Por otra parte, con la finalidad de limitar los desplazamientos en la parte alta de las torres y hacerlos poco perceptibles, las *Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2004* (*Referencia 1*) limitan la rotación en la base a valores que no sobrepasen a la obtenida con la siguiente expresión:

$$\left(\text{Rotación Permisible} = \frac{100}{100 + 3H} \right) \dots\dots\dots (7.10)$$

Con base en la expresión anterior y para las torres del modelo analizado, cuyas alturas son de 67.53 metros, se obtuvo el siguiente valor para la rotación permisible en su base:

$$\text{Rotación Permisible} = 0.004912$$

Modelado y cálculo de la rigidez de la cimentación: Se recurrió a una modelación con elementos finitos en cuyos nodos se colocaron resortes de rigidez, cuyas constantes se hicieron proporcionales al área de cada elemento finito.

Empleando los nomogramas obtenidos del estudio “*Estabilidad de Torres de Transmisión Cimentadas en Terrenos de Baja Capacidad*” (*Referencia 21*), se determinaron las rigideces que debe asignarse a la cimentación, con la finalidad de simular la interacción suelo-estructura. Con los datos de los puntos del nomograma, se hizo un ajuste de curvas para definir las ecuaciones que proporcionen la rigidez vertical, horizontal, angular y torsional de la cimentación, y se obtuvieron las siguientes expresiones:

$$\left(\frac{RLV}{GB} \right) = 2.3266 \left(\frac{D}{B} \right)^3 - 3.1895 \left(\frac{D}{B} \right)^2 + 4.5773 \left(\frac{D}{B} \right) + 0.4346 \dots\dots\dots (7.11)$$

$$\left(\frac{RLH}{GB} \right) = 96.2037 \left(\frac{D}{B} \right)^3 - 126.491 \left(\frac{D}{B} \right)^2 + 68.2813 \left(\frac{D}{B} \right) + 30.9014 \dots\dots\dots (7.12)$$

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

$$\left(\frac{RLA}{GB^3}\right) = 7.1085\left(\frac{D}{B}\right)^3 + 5.5871\left(\frac{D}{B}\right)^2 + 0.1745\left(\frac{D}{B}\right) + 0.0607 \dots\dots\dots (7.13)$$

$$\left(\frac{RLT}{GB^3}\right) = 106.4499\left(\frac{D}{B}\right)^4 - 167.9178\left(\frac{D}{B}\right)^3 + 84.3957\left(\frac{D}{B}\right)^2 + 27.0207\left(\frac{D}{B}\right) + 6.0273 \dots\dots\dots (7.14)$$

Por medio de la aplicación de las expresiones (7.11), (7.12), (7.13) y (7.14), se calcularon los resultados mostrados en la tabla 7.22.

Tabla 7.24. Rigideces de la Cimentación propuesta para la Torre

B (m)	D (m)	G (Ton/m ²)	RLV (Ton/m)	RLH (Ton/m)	RLA (Ton-m/Rad)	RLT (Ton-m/Rad)
7.183	12.000	90	6,482.63	155,476.801	1,637,374.776	11,105,794.980

Para la cimentación correspondiente al terreno de baja capacidad de carga, se modeló la losa de cimentación por medio de una placa dividida en cuatro elementos finitos; el efecto de confinamiento que generan las ataguías metálicas, se tomó en cuenta considerando las rigideces correspondiente a una cimentación de 12 m de profundidad (ver tabla 7.24), y con dichos valores se definieron seis resortes de rigidez, en cada uno de los nueve nodos de la placa de cimentación (ver figura 7.12).

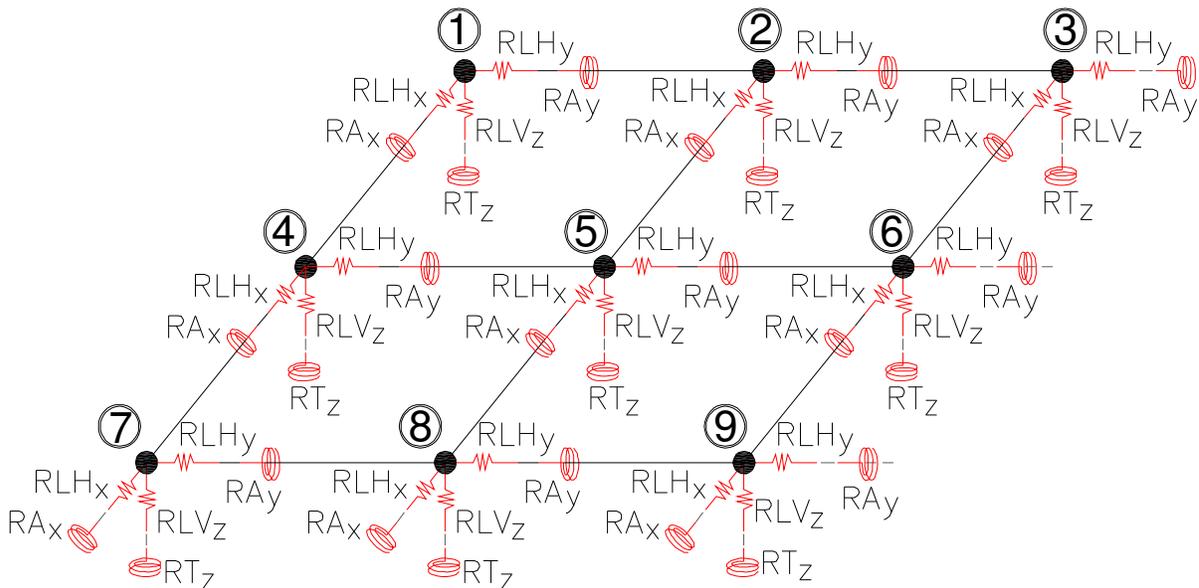


Figura 7.12. Resortes de Rigidez para modelar en el SAP2000.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

Los valores de rigidez para los resortes que se tomaron fueron los siguientes:

- $RLHx = 155,476.801 \text{ Ton/m.}$
- $RLHy = 155,476.801 \text{ Ton/m.}$
- $RTVz = 6,482.63 \text{ Ton/m.}$
- $RAx = 1,637,374.776 \text{ Ton-m/Radián.}$
- $RAy = 1,637,374.776 \text{ Ton-m/Radián.}$
- $RTz = 11,105,794.980 \text{ Ton-m/Radián.}$

7.5. FUNCIÓN DE INTEGRACIÓN DE TIEMPO EMPLEADA PARA LA SIMULACIÓN DE LA RUPTURA DE LOS CABLES

Para simular el efecto de la ruptura de los cables en los modelos analizados, se recurrió a definir una función de integración de tiempo para modelar el relajamiento progresivo de la tensión de presfuerzo en los cables, que culmina con la ruptura de los mismos (ver figura 7.13). A continuación se define cada uno de los intervalos de tiempo considerados, su duración y el efecto que se buscó simular en los cables:

- a) **Primer intervalo de tiempo.** Este intervalo tiene una duración de 3 segundos ($0.00 \text{ seg.} \leq \Delta t_1 \leq 3.00 \text{ seg.}$), en el cual se supone que el cable se está tensando en forma progresiva, hasta llegar finalmente a la carga de tensión de proyecto (50% de la fuerza de ruptura del cable).
- b) **Segundo intervalo de tiempo.** En este intervalo de tiempo, cuya duración es de 7 segundos ($3.00 \text{ seg.} < \Delta t_2 \leq 10.00 \text{ seg.}$), se busca establecer una carga de tensión sobre el cable que permanezca constante (tensión de proyecto) durante el mismo, con lo cual se busca simular el comportamiento de la línea de transmisión, cuando ningún elemento de la misma ha fallado.
- c) **Tercer intervalo de tiempo.** La duración de este intervalo de tiempo es de 0.5 segundos ($10.00 \text{ seg.} < \Delta t_3 \leq 10.50 \text{ seg.}$); en este periodo la fuerza actuante sobre el cable en el intervalo anterior (tensión de proyecto) empezará a reducirse en forma lineal (relajamiento), y culmina cuando dicha fuerza llega a una magnitud de cero en el instante $t = 10.5$ segundos, por lo que su efecto sobre las torres de soporte se anula y se establece un desequilibrio de su condición original, debido a que sólo se hace fallar uno sólo de los cables, mientras que los demás continúan con su tensión original.
- d) **Cuarto intervalo de tiempo.** Finalmente, para revisar el efecto que dicha ruptura del cable genera sobre los elementos de la línea de transmisión, se consideró un nuevo intervalo de tiempo ($10.50 \text{ seg.} < \Delta t_4 \leq 25.5 \text{ seg.}$), posterior al instante en que se genera la falla, con duración de 15.00 segundos.

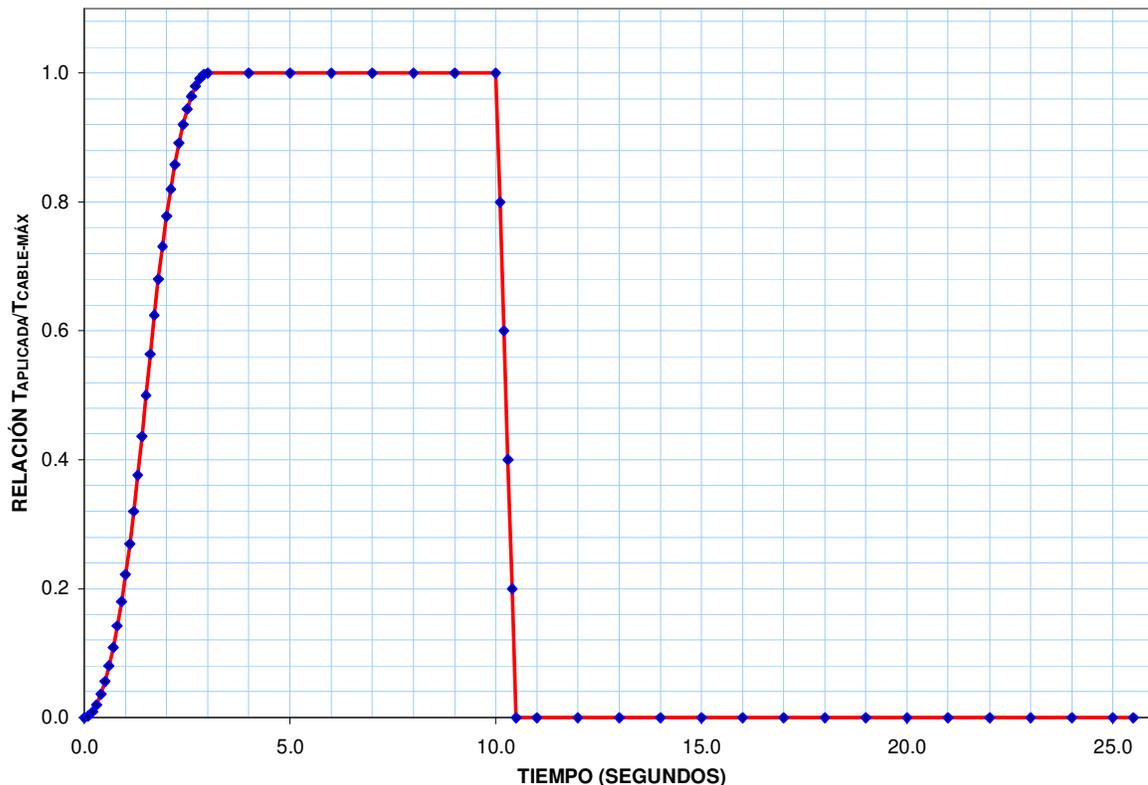


Figura 7.13. Función de integración de tiempo para simular la ruptura de los cables (Función carga-ruptura).

7.6. CARACTERÍSTICAS DEL MÓDELO DESARROLLADO CON EL PROGRAMA SAP2000

7.6.1. MIEMBROS DE LAS TORRES DE SOPORTE

Los miembros de las torres se modelaron con elementos barra con tres grados de libertad por nodo, es decir, con posibilidad de desplazarse linealmente en la dirección de los tres ejes cartesianos ($U_x \neq 0$, $U_y \neq 0$, $U_z \neq 0$). Como el momento de inercia de las secciones transversales presenta valores pequeños, los momentos flexionantes que se generan son prácticamente nulos, por lo cual los desplazamientos angulares tienden a cero ($R_x \approx 0$, $R_y \approx 0$, $R_z \approx 0$).

7.6.2. CABLES

Para modelar los cables flexibles el programa SAP2000 posee un comando para generar este tipo de elementos, proporcionando como datos la tensión actuante y la flecha máxima al centro del mismo (datos determinados en el apartado 7.1.4). Los cables se dividieron en 180 puntos de integración, ya que de acuerdo a la *Referencia 17*, de esta forma se logra que las fuerzas de tensión sobre dichos elementos se distribuyan en forma uniforme en toda su longitud.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

7.6.3. HERRAJES Y CADENAS DE AISLADORES

Los herrajes se modelaron con las siguientes consideraciones:

- a) Elementos barra con características de rigidez y peso equivalentes a las de los miembros considerados en el proyecto original (propiedades tomadas de la *Referencia 23*).
- b) Apoyados en uno de sus extremos a las crucetas de las torres de soporte, con posibilidad de desplazamientos lineales ($U_x \neq 0$, $U_y \neq 0$, $U_z \neq 0$), y su extremo opuesto libre ($U_x \neq 0$, $U_y \neq 0$, $U_z \neq 0$, $R_x \neq 0$, $R_y \neq 0$, $R_z \neq 0$).
- c) En el apoyo libre de los herrajes se apoyaron los cables, y las cargas de tensión de dichos elementos se aplicaron en forma de fuerzas concentradas en dichos nodos: peso propio de cables, fuerzas de viento sobre los mismos y tensión de presfuerzo (ver tabla 7.23 para este último estado de carga).
- d) Se consideraron aisladores de suspensión, cementado, tipo de charnela (de porcelana) con las siguientes propiedades (*Referencia 6*):
 - Módulo de Elasticidad: **$E = 3,110,000 \text{ Kg/cm}^2$** .
 - Resistencia a la tensión = **2700 Kg**.
 - Se considerará material elástico lineal.
 - Se considerará una cadena compuesta por 20 unidades de aisladores (para una línea de 400 KV), por lo cual, la longitud total de la cadena de aisladores será la siguiente: **2.95 metros**.
 - Peso de la cadena de aisladores: **250 Kg** (*Referencia 23*).

7.6.4. MASA Y AMORTIGUAMIENTO DE LOS ELEMENTOS

Para el análisis dinámico el programa SAP2000 considera las masas de los elementos concentradas en los extremos de los mismos, de tal forma que se reparte la mitad en un nodo y el resto en el nodo opuesto. Lo anterior se consideró para los miembros de las torres, para los cables y para las cadenas de aisladores.

En lo referente al coeficiente de amortiguamiento empleado para desarrollar el análisis dinámico en el dominio del tiempo, para el caso de los miembros de las torres con celosías se consideró un valor de 0.01 (fracción del amortiguamiento crítico), lo anterior de acuerdo a la recomendación proporcionada en la *Referencia 1*.

Por otra parte, para los cables flexibles, los herrajes y las cadenas de aisladores se consideró un coeficiente de amortiguamiento de 0.02, el cual se obtuvo de análisis de modelos numéricos (*Referencia 17*); cabe mencionar que estos valores no han sido validados con pruebas de modelos físicos a escala natural.

7.6.5. NO LINEALIDAD GEOMÉTRICA (EFECTO $P \cdot \delta$)

Se realizaron dos tipos de análisis: a) análisis lineal y b) análisis geométrico no lineal.

El segundo análisis considerado corresponde a un caso de no linealidad geométrica, que se presenta como consecuencia del efecto $P \cdot \delta$, el cual es causado por la excentricidad con que actúa la carga axial de compresión sobre los miembros de las torres de soporte, esta excentricidad a su vez se origina por el pandeo de dichos miembros; este efecto produce momentos secundarios que provocan un incremento en las fuerzas internas de los elementos (ver figura 7.14).

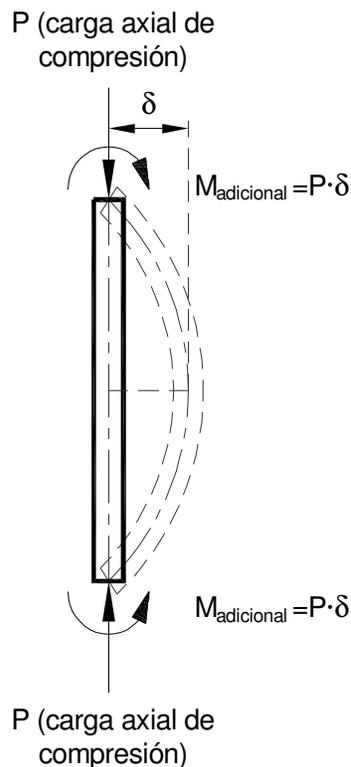


Figura 7.14. Efecto $P \cdot \delta$ sobre los miembros.

7.6.6. ESTADOS DE CARGA

Para el estudio desarrollado se consideró la posible ruptura de un solo cable a la vez, lo cual se modeló como una carga concentrada en el nodo libre de los herrajes, si la ruptura corresponde a la de un cable conductor, o directamente en el nodo de la cruceta, si corresponde a la ruptura de un cable de guarda; la diferencia con respecto a las cargas que permanecen intactas en cualquier instante de tiempo, definidas con la “Función carga-constante” (ver figura 7.15), es el hecho de que dicha fuerza de tensión se definió por medio de la función de integración de tiempo “Función carga-ruptura”, la cual resulta variable con el tiempo (ver figura 7.13).

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

Se definieron los siguientes estados de carga para los análisis desarrollados:

- a) Peso propio de torres, definida por la función carga-constante.
- b) Peso propio de cables, definida por la función carga-constante.
- c) Cargas por viento sobre torres, definida por la función carga-constante.
- d) Cargas por viento sobre cables, definida por la función carga-constante.
- e) Tensión de cables sobre las torres, definida por la función carga-constante.
- f) Tensión variable sobre un solo cable por ruptura, definida por la función carga-ruptura.
- g) Peso propio sobre un solo cable por ruptura (variable en el tiempo), definida por la función carga-ruptura.
- h) Carga de viento sobre un solo cable por ruptura (variable en el tiempo), definida por la función carga-ruptura.

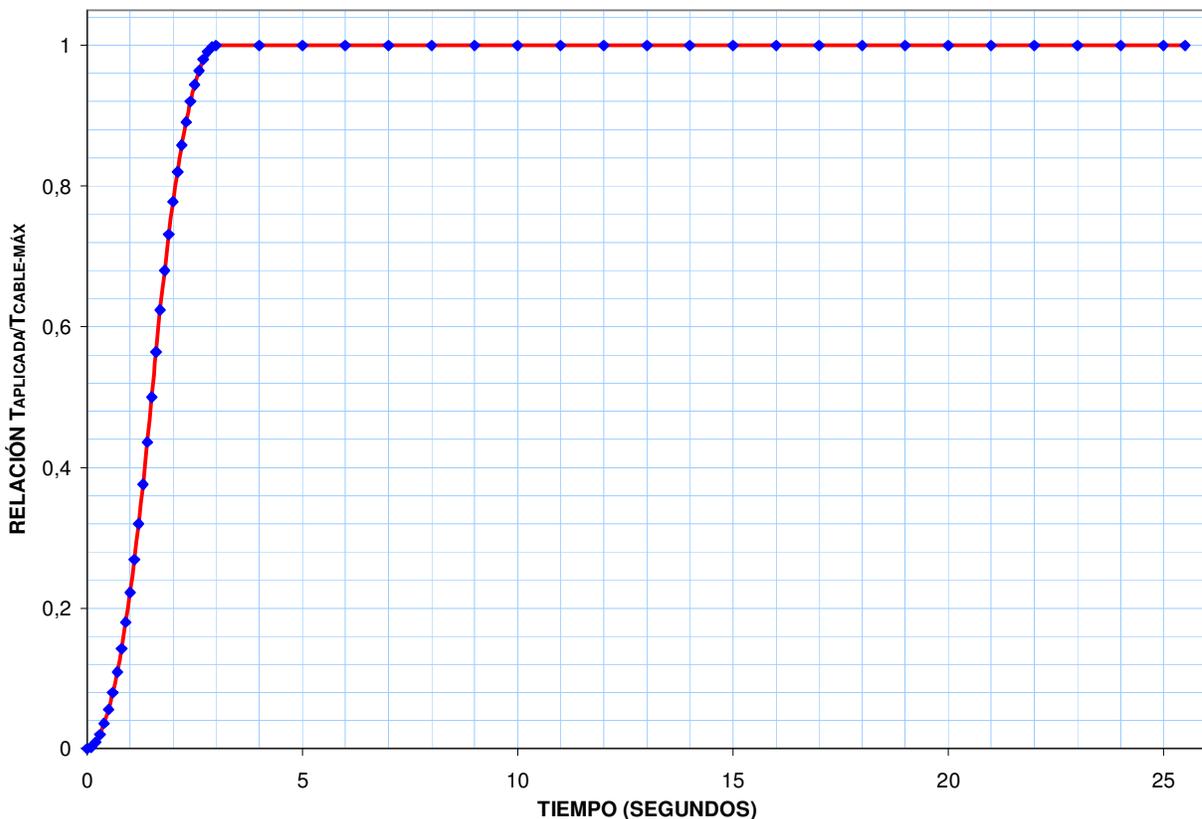


Figura 7.15. Función carga-constante.

Para la aplicación de dichas historias de cargas, se define primeramente las funciones en el programa SAP2000 y posteriormente se aplican como casos de análisis de tipo “*Time History Linear (Historia Lineal de Tiempo)*”. Para el análisis se empleó el método de integración de tiempo de *Newmark*, como se recomienda en la *Referencia 17*.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE LAS COMPONENTES DE UNA PORCIÓN DE LA LÍNEA DE TRANSMISIÓN

En los nodos extremos de los cables, se aplicaron las cargas de tensión máximas que deberán actuar sobre los mismos una vez concluido el proceso de pretensado, las cuales son de 7.015 Ton para los cables conductores y de 2.45 Ton para los cables de guarda.

Además, en dichos nodos extremos también se aplicaron las cargas debidas al peso propio de los cables y a la acción del viento actuando sobre los cables (con un ángulo de ataque de 45°). La condición inicial, previa a la ruptura, se muestra en la tabla 7.25 y se obtiene con las siguientes consideraciones:

$F_x = 2 \cdot T \cdot \text{sen}(\alpha/2) \rightarrow$ Fuerza transversal a la dirección de la línea.

$F_y = 0$ (condición inicial nula) \rightarrow Fuerza longitudinal (en la dirección de la línea).

$F_z = \text{Peso propio de los cables} \rightarrow$ Fuerza vertical.

En donde:

T = Tensión inicial sobre el cable.

α = Ángulo de desviación de la línea.

Tabla 7.25. Condición inicial de carga en los extremos de los cables (equilibrio estático)

Tipo de cable	α	T (Ton)	Peso propio (Ton)	Fx (Ton)	Fy (Ton)	Fz (Ton)
Cable conductor	10°	7.015	0.842	1.223	0.00	0.842
Cable de guarda	10°	2.450	0.183	2.450	0.00	0.183

En resumen, los efectos de la ruptura de uno de los cables se consideró por medio de estados de carga adicionales definidos por medio de la función “carga-ruptura” (ver figura 7.13), con la finalidad de simular la relajación progresiva en la carga de tensión inicial, aplicada a los cables en la etapa de construcción, para finalmente llegar a la suspensión total de sus efectos sobre las torres de soporte; con lo anterior se pretende establecer la condición de ruptura propia del presente estudio.

Una vez que se presenta la ruptura de algún cable de la línea, la condición de equilibrio estático inicial se altera; en la cruceta donde se presente la ruptura del cable, se producirá un desequilibrio en las fuerzas F_x , F_y y F_z , que generará efectos de torsión sobre las torres de soporte, y como consecuencia, amplificaciones en sus cargas internas.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

En este apartado se presentan los resultados del análisis estructural, de la porción de la línea de transmisión de energía eléctrica en estudio, obtenidos del programa *SAP2000 versión 10*, para la acción correspondiente a viento, actuando con un ángulo de ataque de 45° , provocado por los efectos de una tormenta severa o vaguada. Además, se proporcionan los resultados del diseño ante carga axial de los distintos miembros de las torres de soporte, con base en la Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2004 (*Referencia 1*).

Se analizaron ocho casos de posibles fallas de los cables; se simuló la ruptura de cada uno de los seis cables conductores soportados por las primeras tres crucetas de las torres de soporte, además, se modeló la ruptura de los dos cables de guarda ubicados en la cuarta cruceta.

De los modelos analizados antes mencionados, se proporcionan los resultados de la ruptura de uno de los cables ubicados en la primera cruceta (*ver figura 7.2*), por ser la condición que generó los resultados más desfavorables.

8.1. DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES EN LA BASE DE LAS TORRES

CASO 1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS LINEAL:

Tabla 8.1. Torre cimentada en terreno de baja capacidad, con cimentación formada por losa de cimentación y ataguías

Número de nodo	Desplazamientos					
	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Radianes)	Ry (Radianes)	Rz (Radianes)
35	0.005542	0.003637	1.402	-5.872×10^{-7}	7.583×10^{-7}	4.515×10^{-8}
52	0.004474	0.005678	3.448	-2.924×10^{-7}	5.656×10^{-7}	-1.826×10^{-8}
117	0.003756	0.001736	-1.402	-6.181×10^{-7}	7.245×10^{-7}	-4.486×10^{-8}
139	0.006561	0.003761	-3.448	-2.769×10^{-7}	5.826×10^{-7}	1.850×10^{-8}

Tabla 8.2. Torre cimentada en terreno de alta capacidad (articulada en su base)

Número de nodo	Desplazamientos					
	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Radianes)	Ry (Radianes)	Rz (Radianes)
667	0.00	0.00	0.00	-8.341×10^{-4}	4.263×10^{-4}	-6.150×10^{-4}
684	0.00	0.00	0.00	0.00208	-0.00230	-3.173×10^{-4}
749	0.00	0.00	0.00	-8.788×10^{-4}	-5.094×10^{-4}	3.783×10^{-4}
771	0.00	0.00	0.00	0.00239	-0.00201	-4.737×10^{-4}

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

CASO 2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL:

Tabla 8.3. Torre desplantada sobre losa de cimentación y ataguías

Número de nodo	Desplazamientos					
	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Radianes)	Ry (Radianes)	Rz (Radianes)
35	0.005644	0.003816	1.406	-6.014x10 ⁻⁷	7.639x10 ⁻⁷	4.579x10 ⁻⁸
52	0.004485	0.005862	3.498	-3.068x10 ⁻⁷	5.656x10 ⁻⁷	-1.826x10 ⁻⁸
117	0.003847	0.001808	-1.406	-6.325x10 ⁻⁷	7.289x10 ⁻⁷	-4.554x10 ⁻⁸
139	0.006696	0.003839	-3.498	-2.903x10 ⁻⁷	5.844x10 ⁻⁷	1.856x10 ⁻⁸

Tabla 8.4. Torre cimentada en terreno de alta capacidad (articulada en su base)

Número de nodo	Desplazamientos					
	Ux (cm)	Uy (cm)	Uz (cm)	Rx (Radianes)	Ry (Radianes)	Rz (Radianes)
667	0.00	0.00	0.00	-8.447x10 ⁻⁴	4.714x10 ⁻⁴	-6.394x10 ⁻⁴
684	0.00	0.00	0.00	0.00210	-0.00235	-3.426x10 ⁻⁴
749	0.00	0.00	0.00	-8.788x10 ⁻⁴	-5.184x10 ⁻⁴	3.806x10 ⁻⁴
771	0.00	0.00	0.00	0.00244	-0.00204	-4.928x10 ⁻⁴

Cabe mencionar que las traslaciones y rotaciones antes mostradas son actuantes, es decir, no están afectadas por factor de seguridad alguno.

COMPARACIÓN ENTRE AMBOS CASOS DE ANÁLISIS

De los resultados anteriores se destaca que los correspondientes al análisis no lineal, resultan superiores a los obtenidos con el empleo de un análisis lineal, en la siguiente tabla se muestra la diferencia entre ambos métodos de análisis. Además, se observa que en ambos casos, las rotaciones actuantes sobre la torre articulada en su base son siempre mayores en magnitud (en todos los nodos de apoyo), a los que se presentan en la torre desplantada sobre losa de cimentación con ataguías.

Tabla 8.5. Traslaciones y rotaciones en la base de la torre

TORRE DESPLANTADA EN SUELO DE BAJA CAPACIDAD NODO 52			
Dirección de la traslación o rotación	Resultados del análisis lineal	Resultados del análisis no lineal	% Diferencia
Ux (cm)	0.004474	0.004485	0.245 %
Uy (cm)	0.005678	0.005862	3.139 %
Uz (cm)	3.448	3.498	1.429 %
Rx (Radianes)	-2.924x10 ⁻⁷	-3.068x10 ⁻⁷	4.694 %
Ry (Radianes)	5.656x10 ⁻⁷	5.656x10 ⁻⁷	0.000 %
Rz (Radianes)	-1.826x10 ⁻⁸	-1.826x10 ⁻⁸	0.000 %

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

Las traslaciones cambian en análisis no lineal, como se observa en la tabla previamente mostrada; las diferencias entre los resultados obtenidos con ambos métodos de análisis, van de 0.245 % hasta poco más de 3 % para los desplazamientos lineales; mientras que para las rotaciones las diferencias alcanzan casi un 5 %, aunque sus valores siguen siendo muy pequeños, por lo que estas ampliificaciones resultan poco importantes.

Tabla 8.6. Traslaciones y rotaciones en la base de la torre

TORRE DESPLANTADA EN SUELO DE ALTA CAPACIDAD NODO 684			
Dirección de la traslación o rotación	Resultados con el empleo de un análisis lineal	Resultados con el empleo de un análisis no lineal	% Diferencia
Ux (cm)	0.000	0.000	0.000 %
Uy (cm)	0.000	0.000	0.000 %
Uz (cm)	0.000	0.000	0.000 %
Rx (Radianes)	0.00208	0.00210	0.952 %
Ry (Radianes)	-0.00230	-0.00235	2.128 %
Rz (Radianes)	-3.173x10 ⁻⁴	-3.426x10 ⁻⁴	7.385 %

Para la torre desplantada en suelo de alta capacidad, las rotaciones se amplifican en poco más del 7 %, al emplear un análisis no lineal en vez de un análisis lineal; sin embargo, las magnitudes de dichas respuestas resultan muy pequeñas y no representan mayor modificación para efectos de diseño.

8.2. DESPLAZAMIENTOS EN LA PARTE ALTA DE LAS TORRES

CASO 1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS LINEAL:

Tabla 8.7. Torre desplantada sobre losa de cimentación y ataguías

Número de nodo	Desplazamientos (cm)		
	Ux	Uy	Uz
173	84.441	56.224	-11.580

Tabla 8.8. Torre cimentada en terreno de alta capacidad (articulada en su base)

Número de nodo	Desplazamientos (cm)		
	Ux	Uy	Uz
805	45.767	42.274	-7.995

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

CASO 2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL:

Tabla 8.9. Torre desplantada sobre losa de cimentación y ataguías

Número de nodo	Desplazamientos (cm)		
	Ux	Uy	Uz
173	84.471	57.920	-11.604

Tabla 8.10. Torre cimentada en terreno de alta capacidad (articulada en su base)

Número de nodo	Desplazamientos (cm)		
	Ux	Uy	Uz
805	45.856	43.495	-8.012

De forma análoga que para el análisis anterior, las respuestas de desplazamiento obtenidas resultan ser ligeramente superiores al emplear un análisis no lineal que con el empleo de un análisis lineal.

Por otra parte, se observa que la respuesta de desplazamiento en los nodos superiores de las torres, muestra que para la torre cimentada en terreno de baja capacidad de carga (suelos con $60 \text{ Ton/m}^2 \leq G < 300 \text{ Ton/m}^2$), las traslaciones resultan ser considerablemente superiores, a las obtenidas para la torre desplantada en terreno de alta capacidad de carga ($G \geq 300 \text{ Ton/m}^2$). En la tabla 8.11, se presentan los porcentajes de diferencia entre los resultados mostrados en las tablas 8.9 y 8.10:

Tabla 8.11. Diferencia entre las traslaciones en la parte alta de ambas torres

Traslación	% Diferencia
Ux	45.714 %
Uy	24.905 %
Uz	30.955 %

Previamente se determinó la rotación permisible en la base de la torre (*apartado 7.4*), la cual resultó de *0.004912*, lo que garantiza la estabilidad general de la estructura (*Referencia 1*); las rotaciones actuantes obtenidas en los análisis efectuados resultan ser siempre inferiores a dicho valor límite de seguridad.

Sin embargo, se nota que a pesar de lo antes establecido, los desplazamientos en la parte alta de las torres resultan ser excesivos, sobre todo para la torre desplantada en terreno de baja capacidad, por lo que la estabilidad de las mismas no se puede garantizar completamente. La condición crítica para garantizar estabilidad de las torres de soporte, no depende de la rotación en la base, sino de las traslaciones en la parte alta de la misma.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

En función de lo antes expuesto, el diseño original de las torres revisadas, resulta ser inadecuado y los miembros deberían ser más robustos, con la finalidad de reducir dichos desplazamientos y garantizar con ello, la estabilidad.

COMPARACIÓN ENTRE AMBOS CASOS DE ANÁLISIS

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos al calcular los desplazamientos en la parte alta de la torre, con el empleo de ambos métodos de análisis:

Tabla 8.12. Desplazamientos en la parte alta de la torre

TORRE DESPLANTADA EN SUELO DE BAJA CAPACIDAD			
Dirección del Desplazamiento	Resultados con el empleo de un análisis lineal	Resultados con el empleo de un análisis no lineal	% Diferencia
Ux (cm)	84.441	84.471	0.036 %
Uy (cm)	56.224	57.920	2.928 %
Uz (cm)	-11.580	-11.604	0.207 %

Estos resultados muestran que los incrementos son poco importantes para los desplazamientos en las tres direcciones ortogonales, si se emplea un análisis no lineal respecto a los obtenidos con análisis tipo lineal.

Tabla 8.13. Desplazamientos en la parte alta de la torre

TORRE DESPLANTADA EN SUELO DE ALTA CAPACIDAD			
Dirección del Desplazamiento	Resultados del análisis lineal	Resultados del análisis no lineal	% Diferencia
Ux (cm)	45.767	45.856	0.194 %
Uy (cm)	42.274	43.495	2.807 %
Uz (cm)	-7.995	-8.012	0.212 %

Los resultados muestran que para torres desplantadas en suelo de alta capacidad, se presentan ampliaciones poco importantes al emplear un análisis no lineal, en vez de emplear uno de tipo lineal.

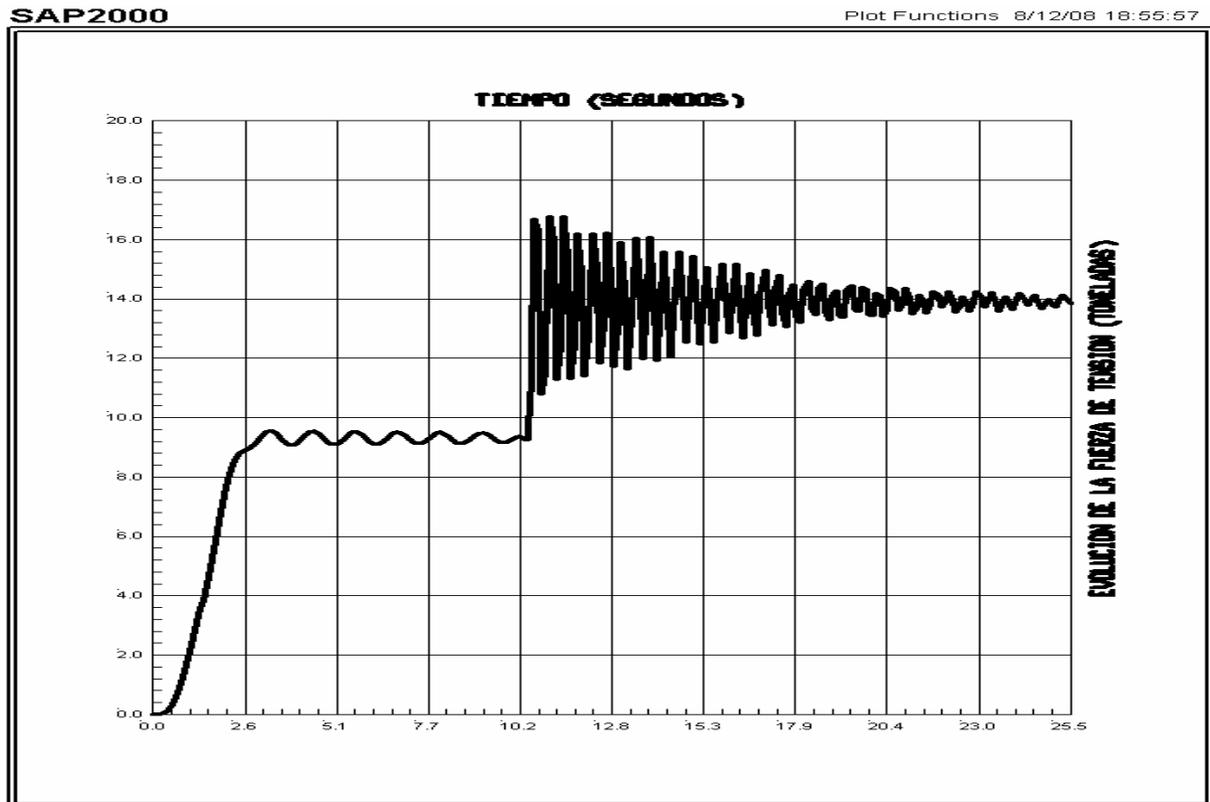
8.3. EVOLUCIÓN DE LOS ELEMENTOS MECÁNICOS EN LAS COMPONENTES DE LAS TORRES, EN LOS PRIMEROS 15 SEGUNDOS POSTERIORES A LA FALLA

En las siguientes figuras se muestran los resultados del análisis no lineal, correspondientes a la evolución de la carga axial de los miembros diagonales en los paneles 3, 4, 5, 6 y 7, así como en los miembros columnas de los paneles 1 y 2. Posteriormente, se muestra la evolución de las traslaciones en la dirección perpendicular a la dirección de la línea, U_x .

De ambos análisis, se muestran resultados correspondientes tanto a la torre apoyada en terreno de baja capacidad de carga (cimentación formada por losa de cimentación y ataguías metálicas), como para la torre apoyada en terreno de alta capacidad (articulada en su base).

En las gráficas se muestra la evolución de las cargas axiales de algunos de los elementos más representativos de las torres de soporte (*ver la ubicación de miembros en la figura 8.1*); se puede observar que en el instante 10.5 segundos, se presenta un cambio brusco en el nivel de carga axial. Se genera un pico, debido a la ruptura del cable; en el apartado 8.4 se calculan los factores de amplificación dinámica que se generaron por la ruptura.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PARA LA TORRE APOYADA EN TERRENO DE BAJA CAPACIDAD (LOSA DE CIMENTACIÓN Y ATAGUÍAS METÁLICAS):



SAP2000 v10.0.1 - File:RUPTURA CC-1 CRUCETA 1 (NL) - Case:COMBINACION-CARGAS - Ton, m, C Units
Frame882: Frame 882 Station 1 Axial Force Vs TIME
Min is 0.000e+00 at 0.0000e+00 Max is 1.678e+01 at 1.1400e+01

Figura 8.2. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 1.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

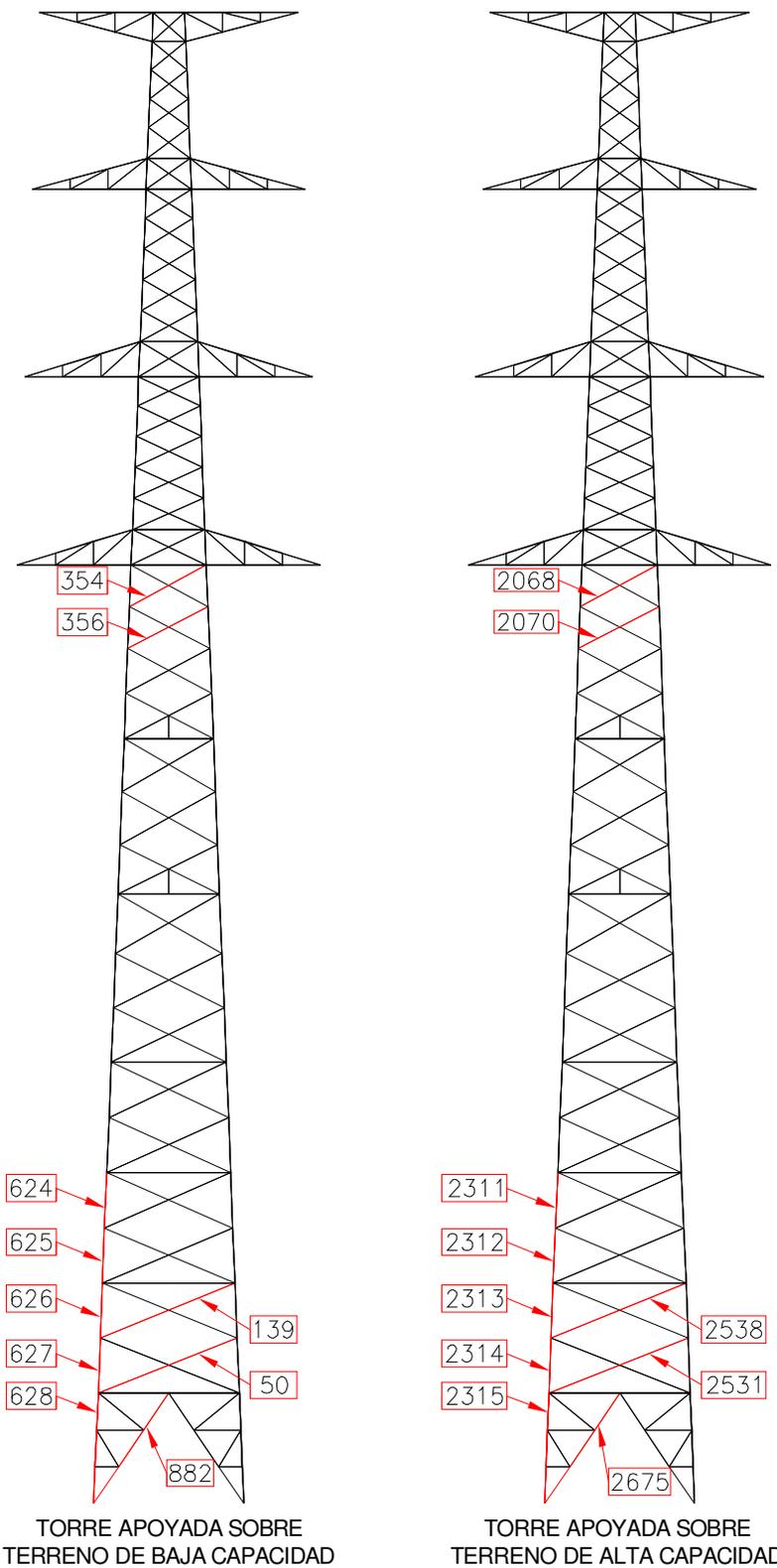


Figura 8.1. Elementos revisados para cada una de las torres de soporte.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

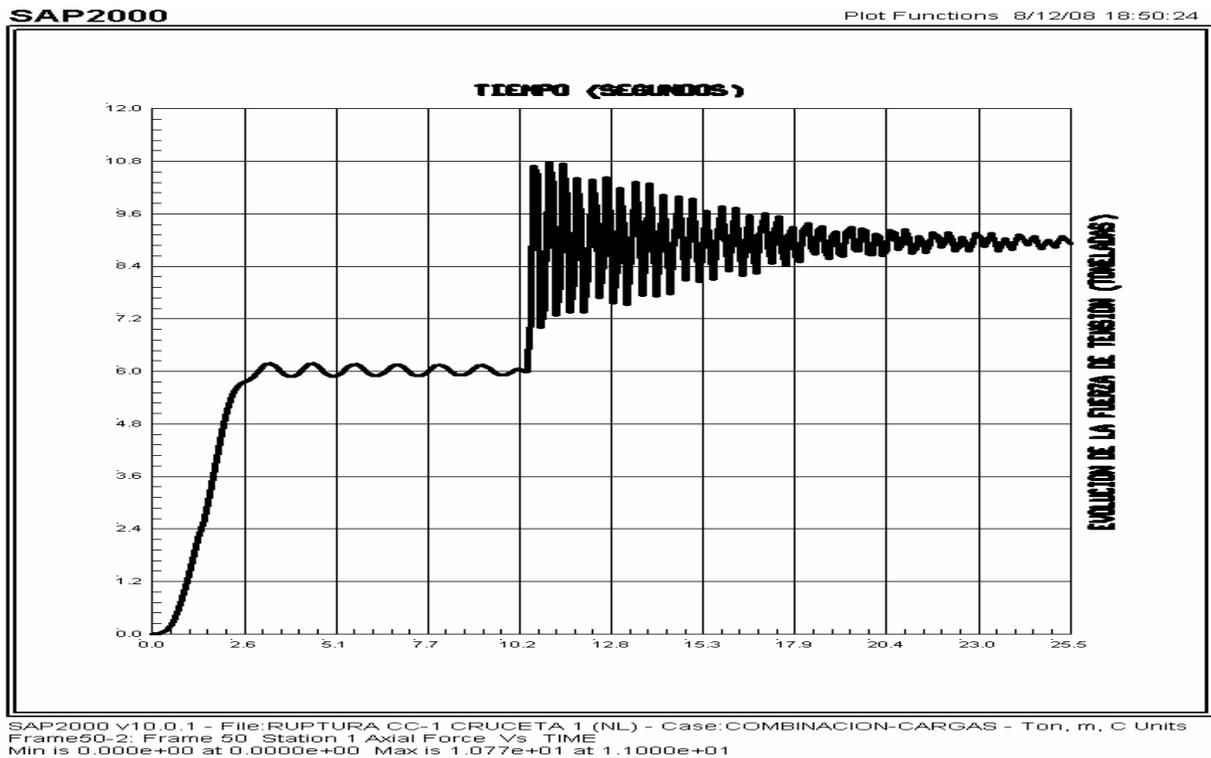


Figura 8.3. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 2.

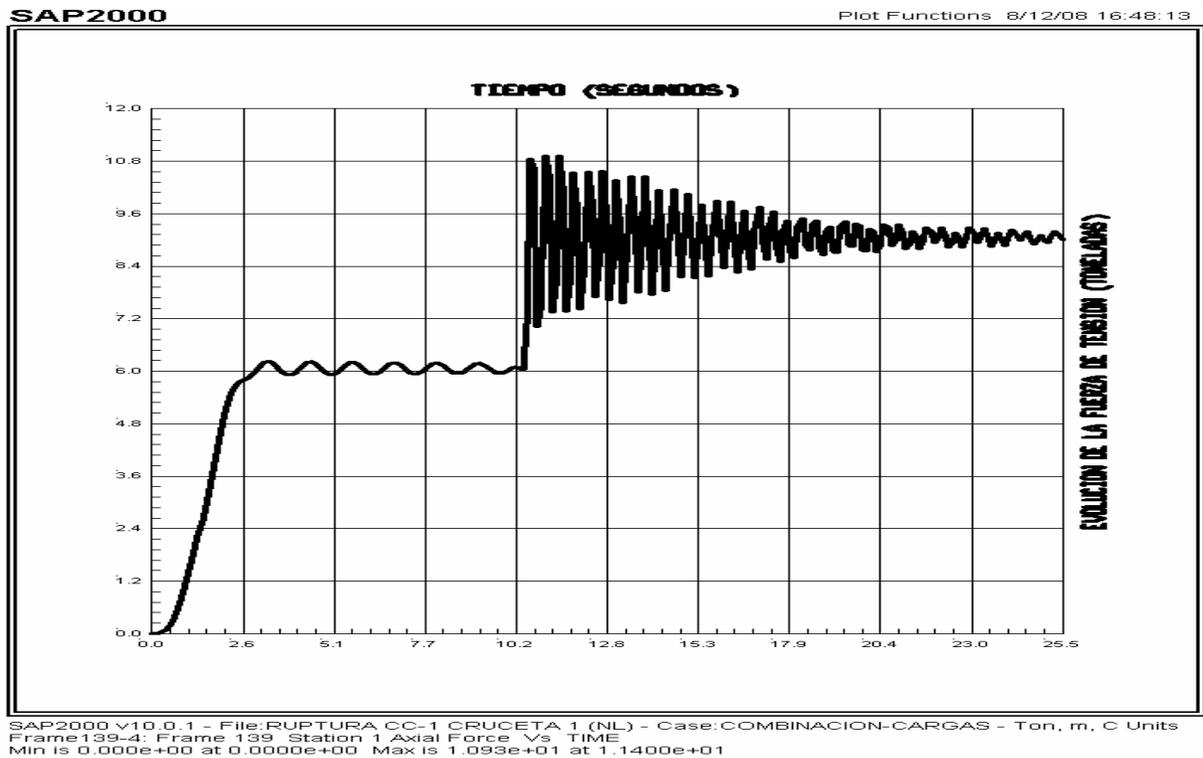


Figura 8.4. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 3.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

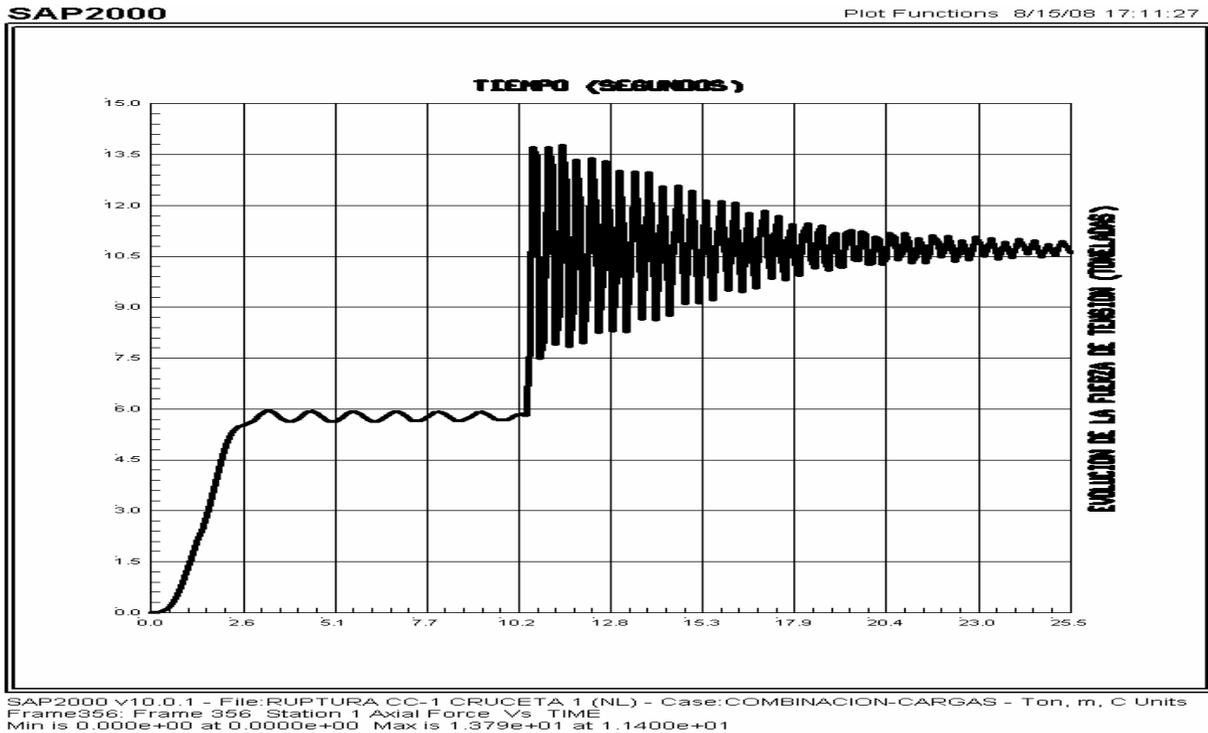


Figura 8.5. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 16.

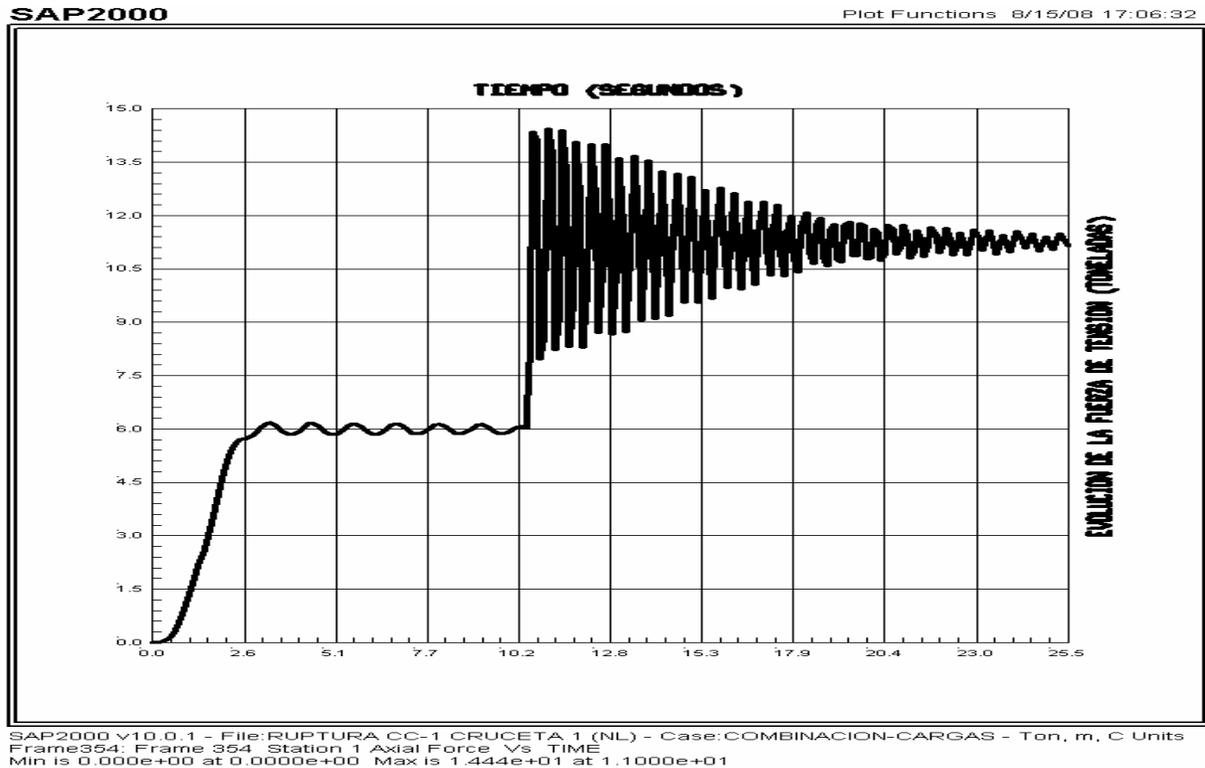


Figura 8.6. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 17.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

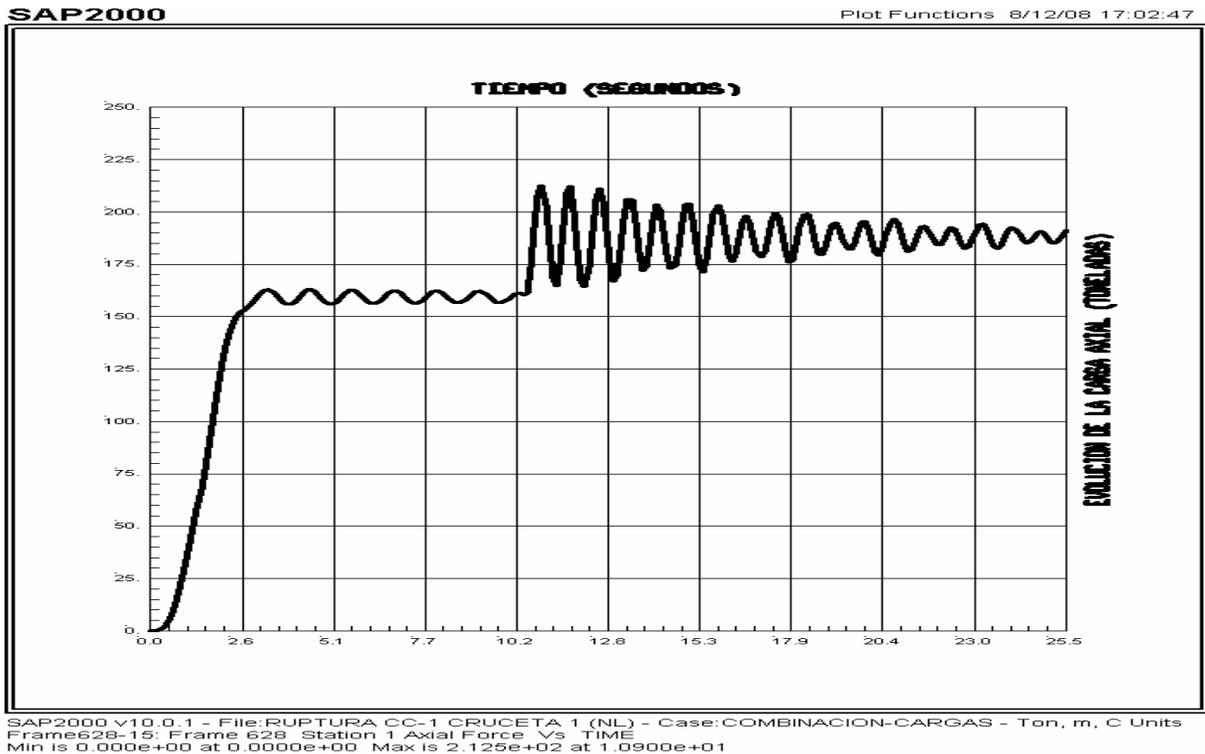


Figura 8.7. Historia de cargas de un miembro columna del panel 1.

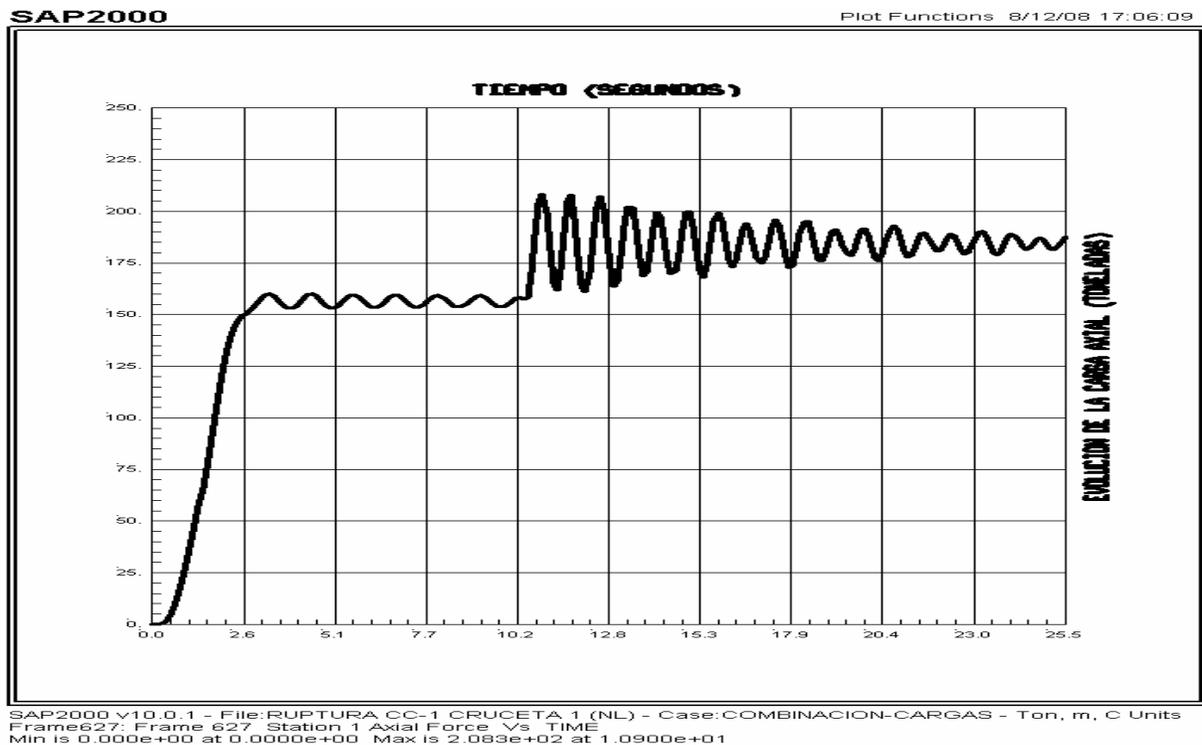


Figura 8.8. Historia de cargas de un miembro columna del panel 2.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

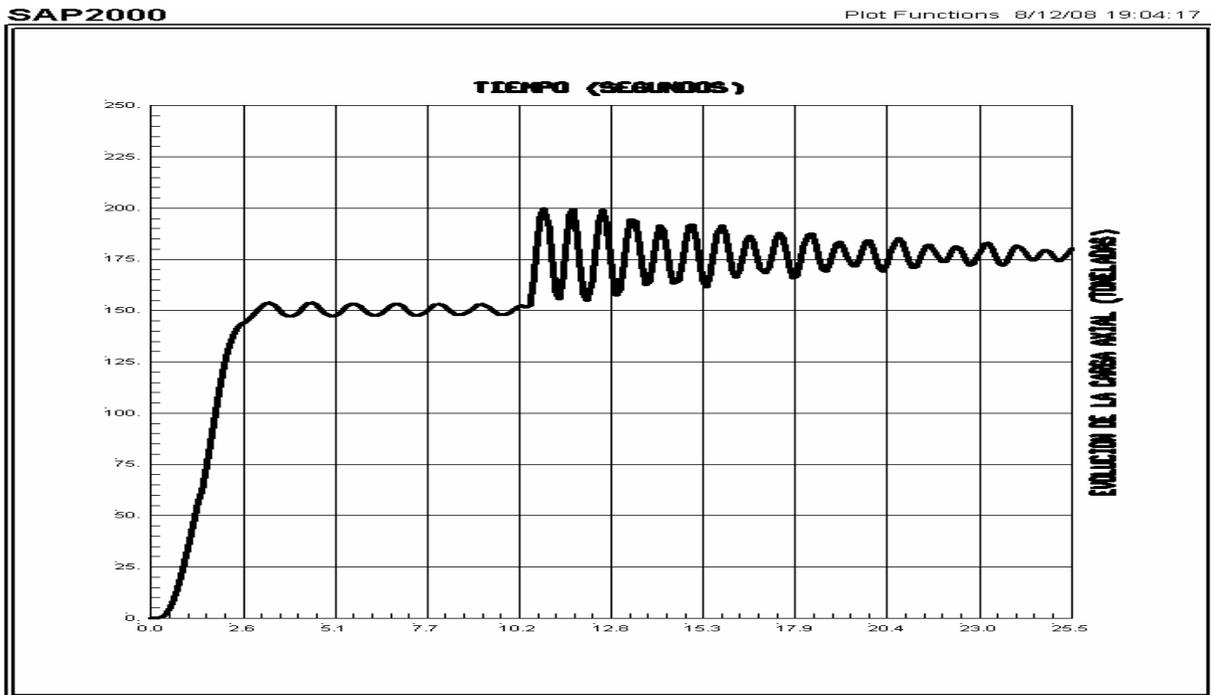


Figura 8.9. Historia de cargas de un miembro columna del panel 3.

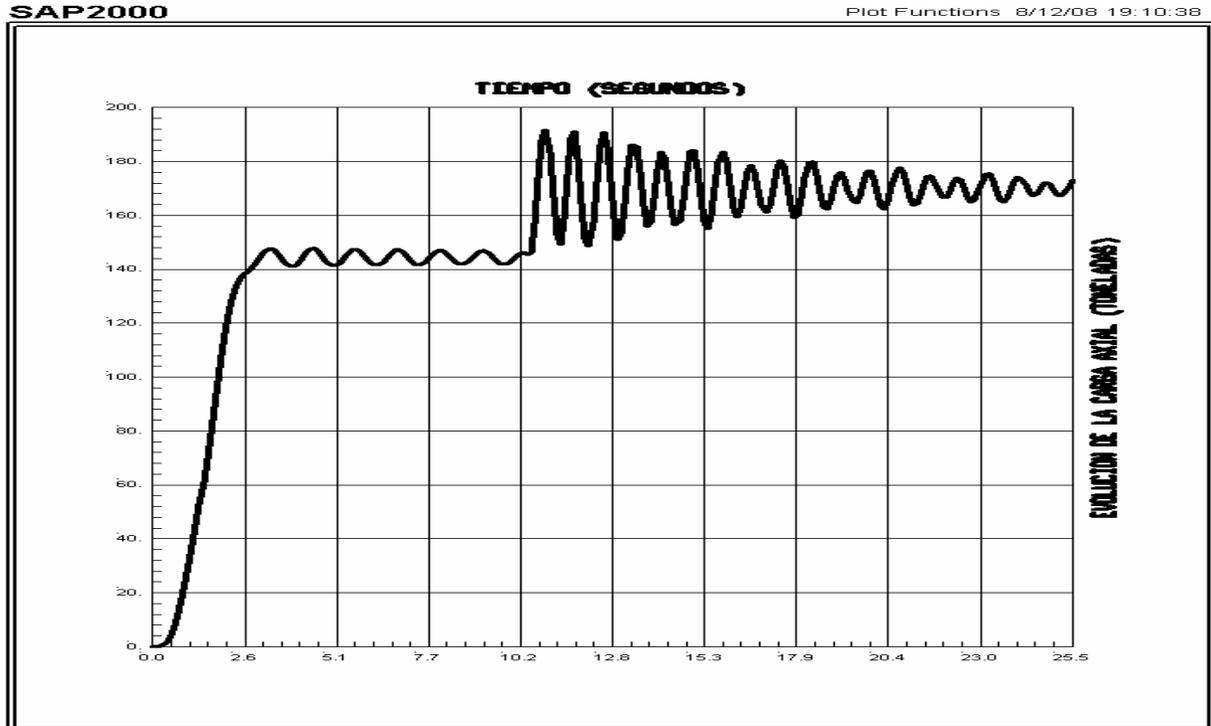


Figura 8.10. Historia de cargas de un miembro columna del panel 4.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

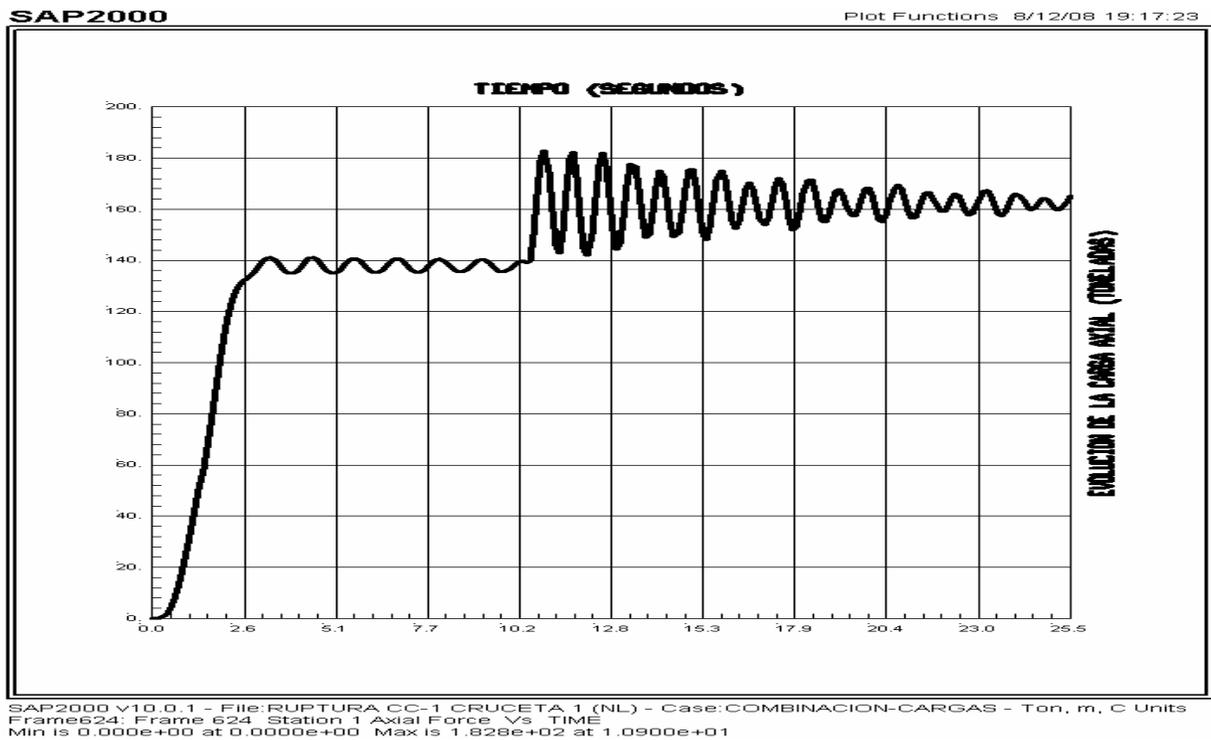


Figura 8.11. Historia de cargas de un miembro columna del panel 5.

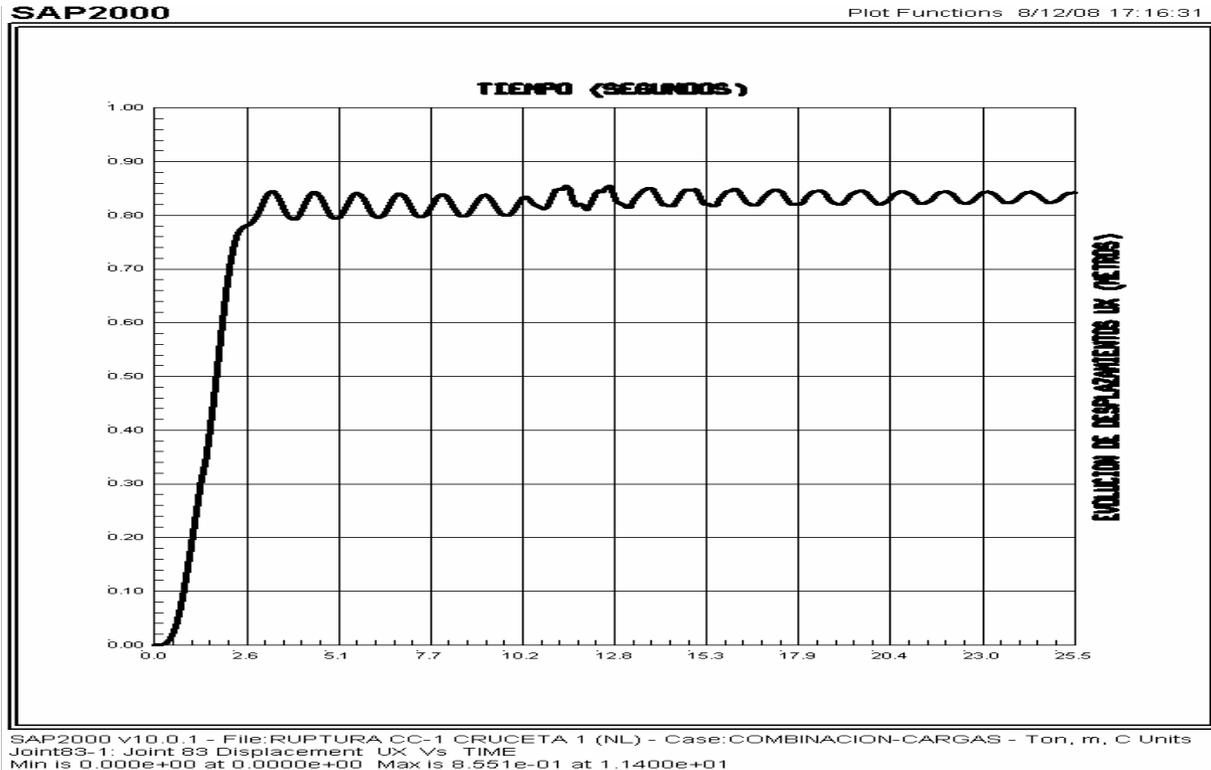


Figura 8.12. Historia de los desplazamientos Ux en la parte alta de la torre.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

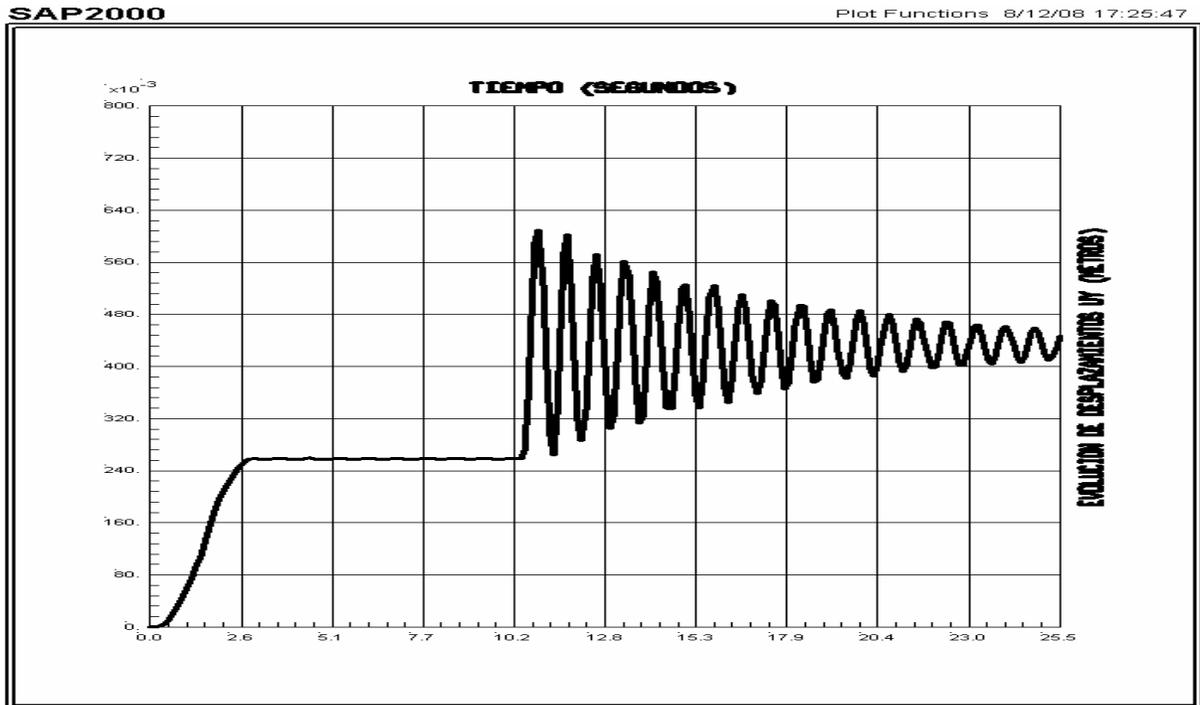


Figura 8.13. Historia de los desplazamientos Uy en la parte alta de la torre.

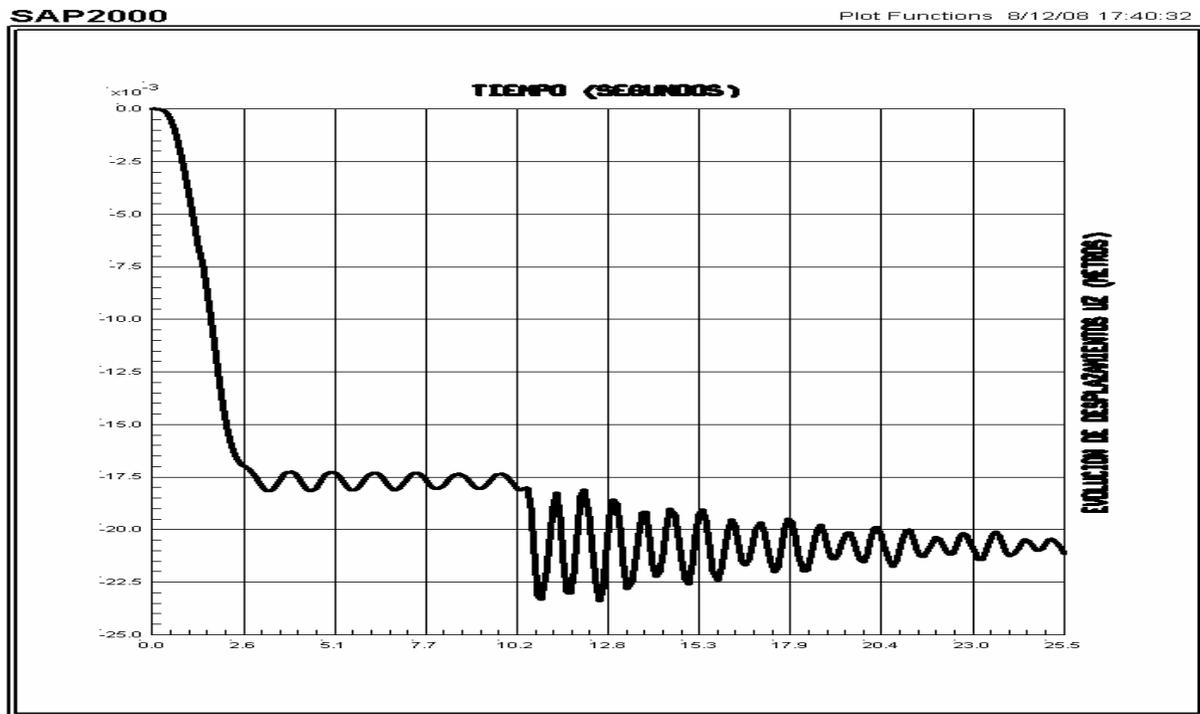


Figura 8.14. Historia de los desplazamientos Uz en la parte alta de la torre.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL PARA LA TORRE APOYADA EN TERRENO DE ALTA CAPACIDAD (BASE ARTICULADA):

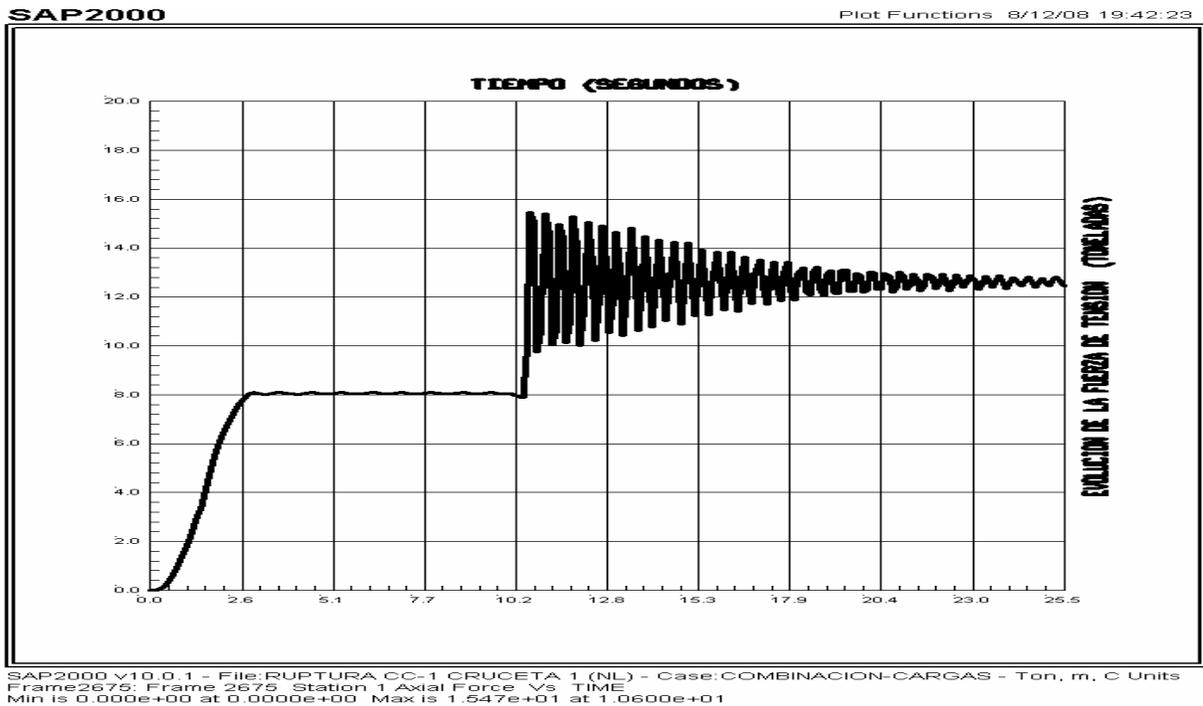


Figura 8.15. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 1.

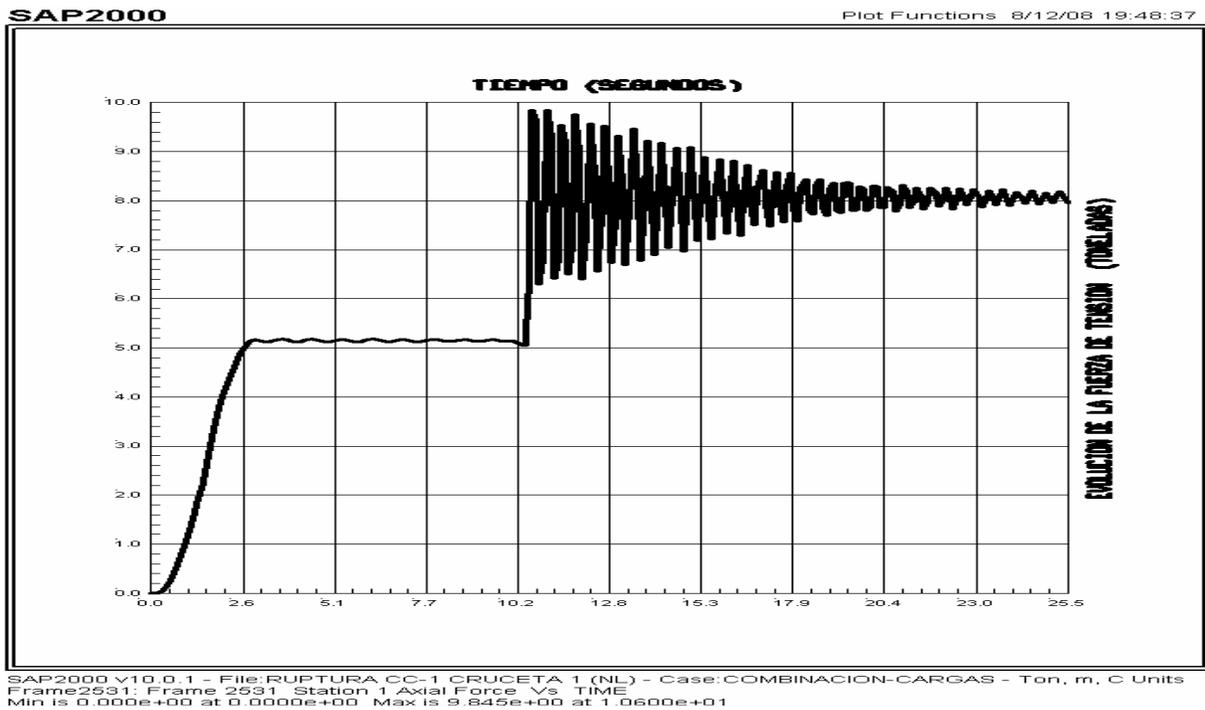


Figura 8.16. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 2.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

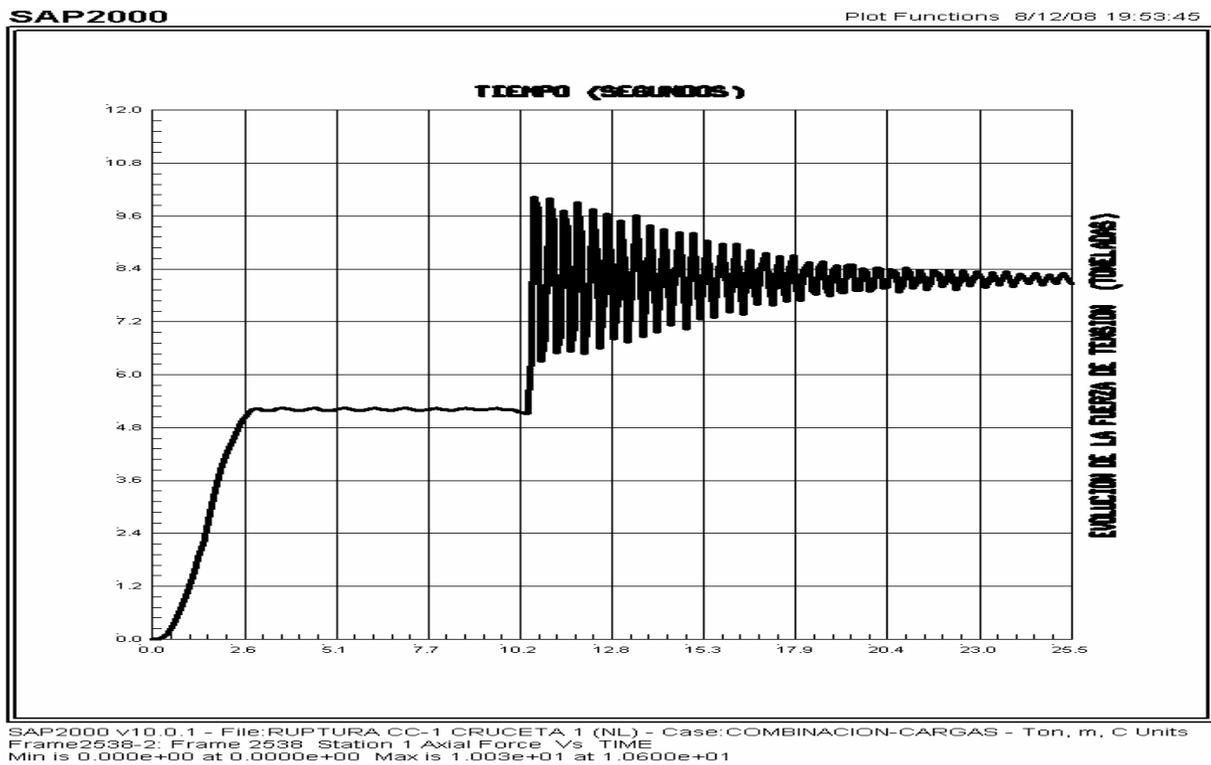


Figura 8.17. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 3.

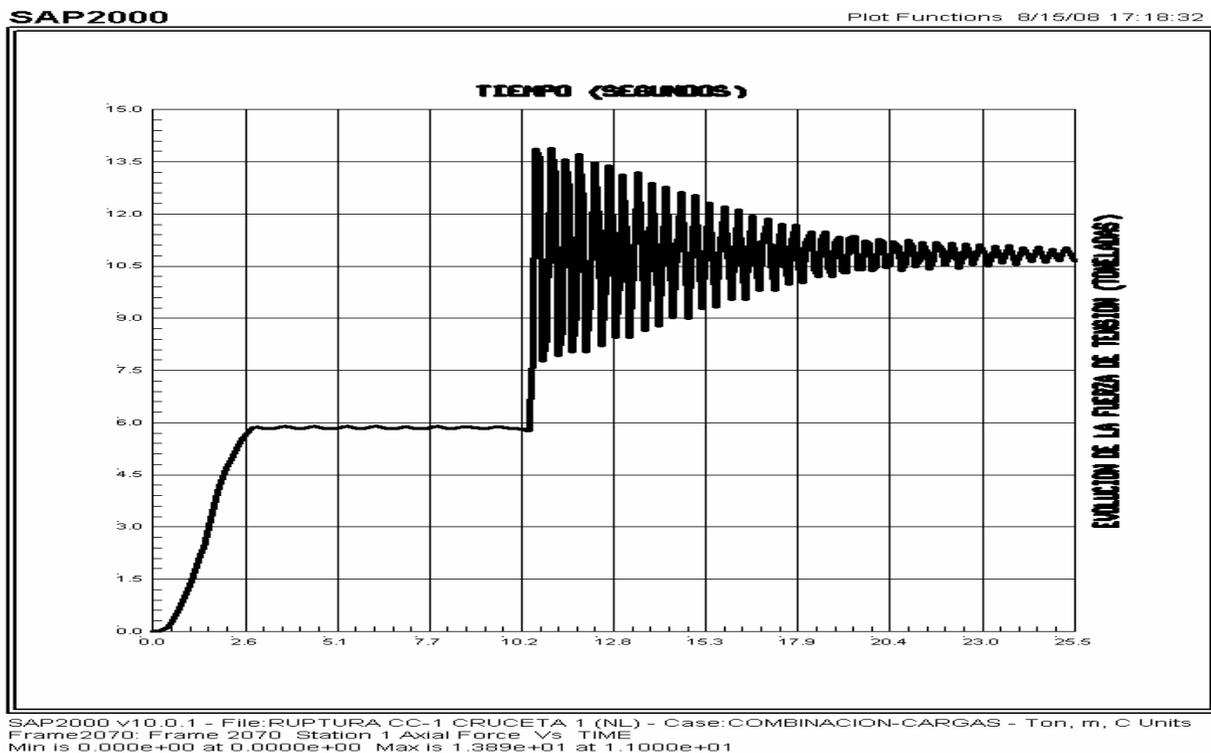


Figura 8.18. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 16.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

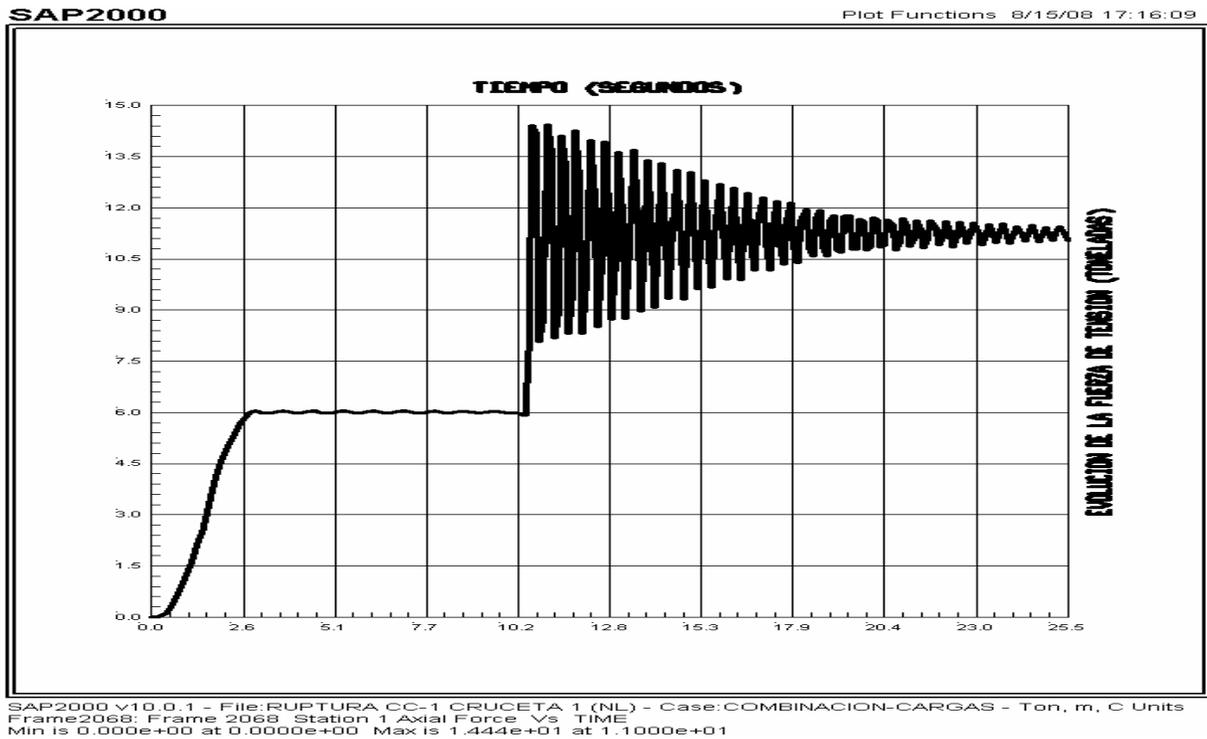


Figura 8.19. Historia de cargas de un miembro diagonal del panel 17.

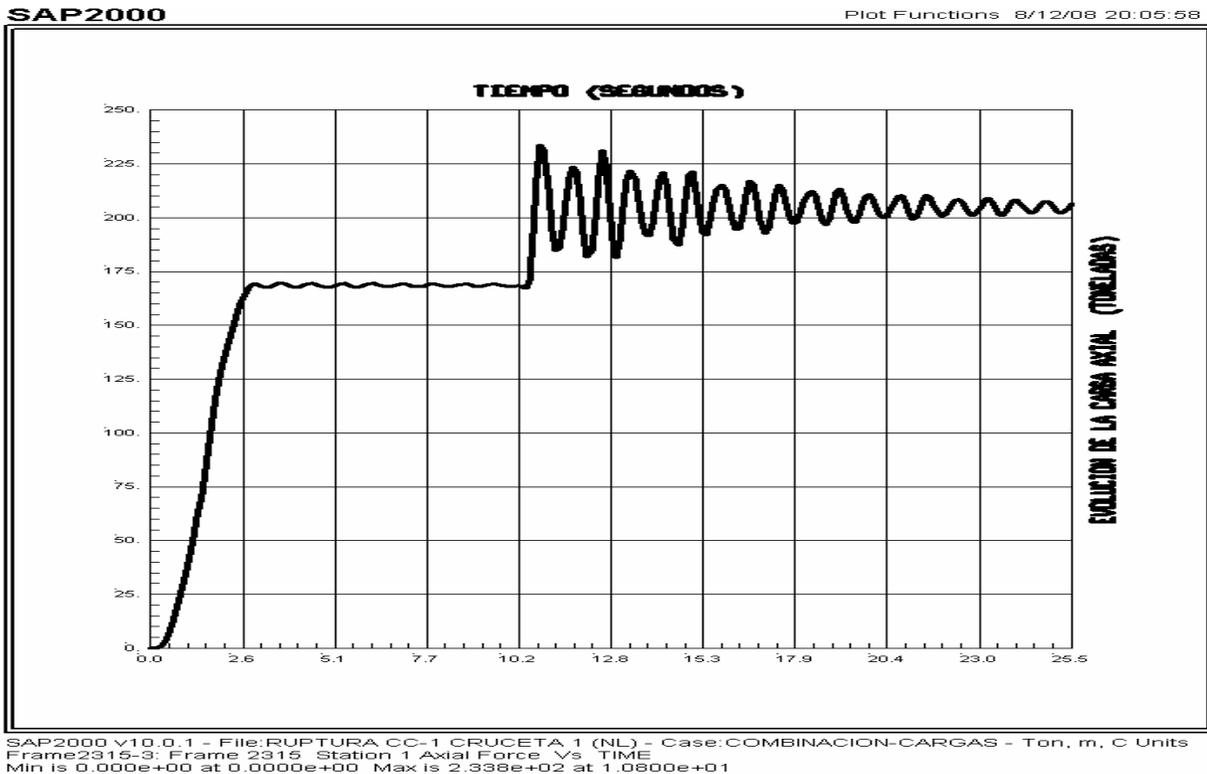


Figura 8.20. Historia de cargas de un miembro columna del panel 1.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

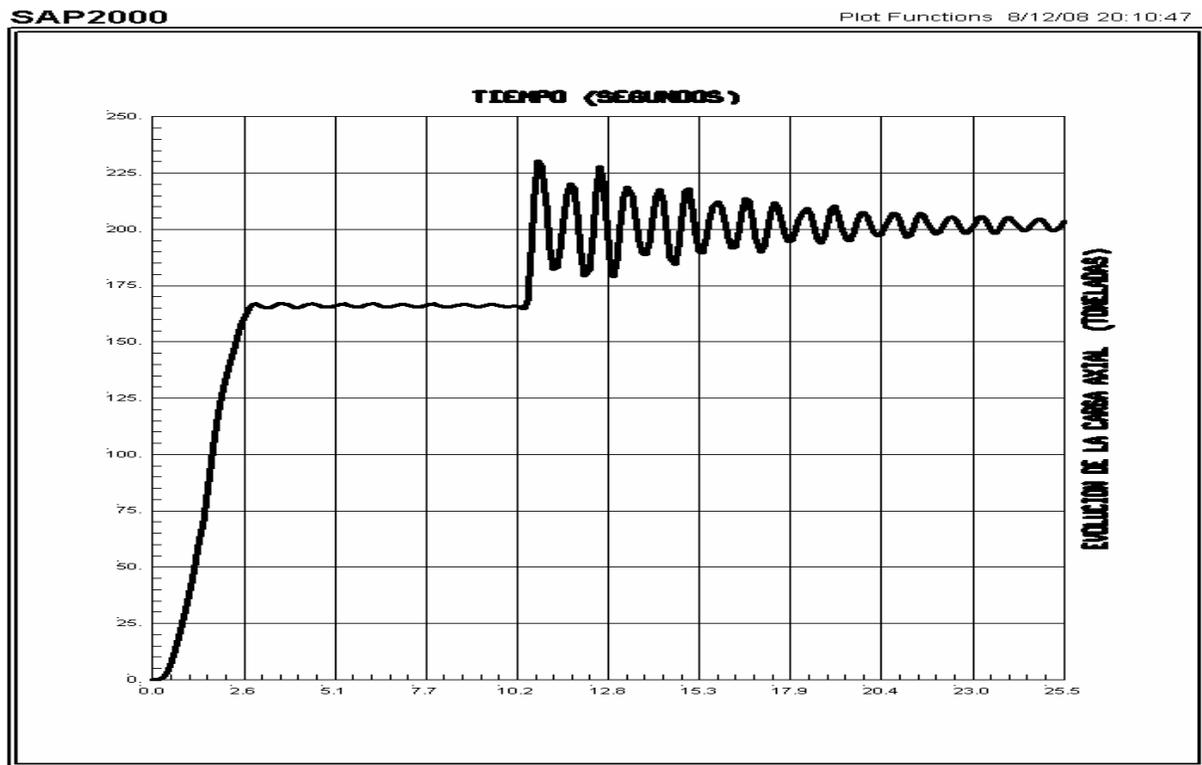


Figura 8.21. Historia de cargas de un miembro columna del panel 2.

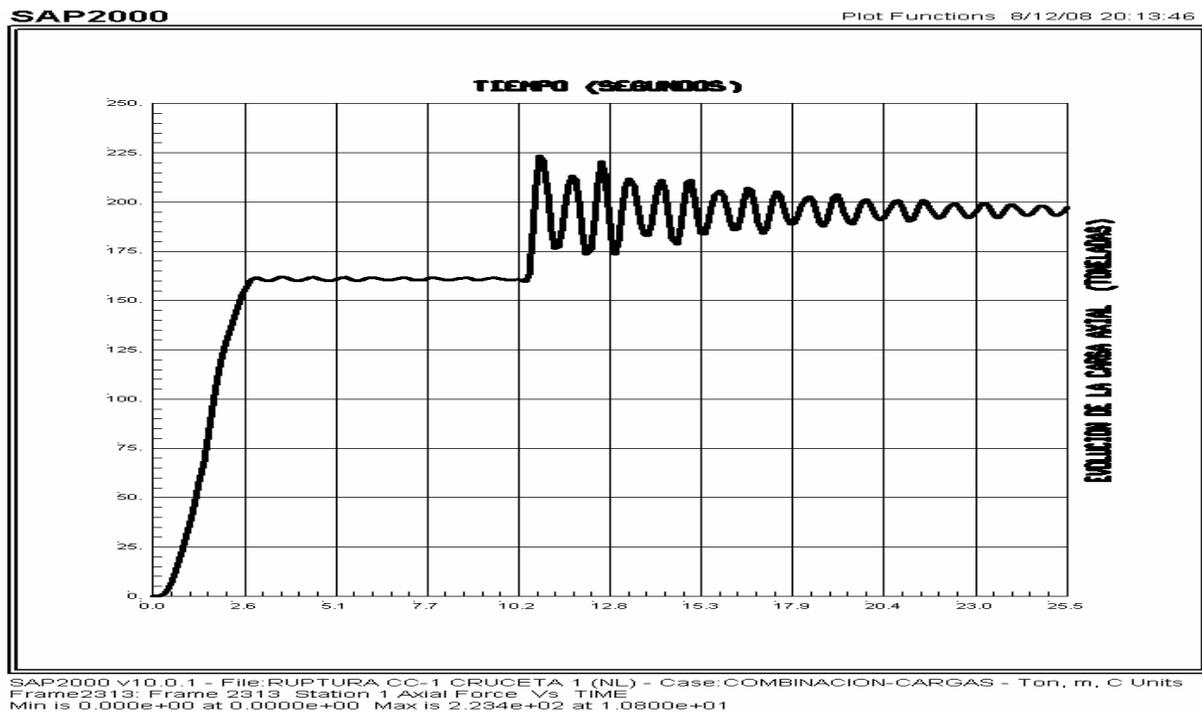


Figura 8.22. Historia de cargas de un miembro columna del panel 3.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

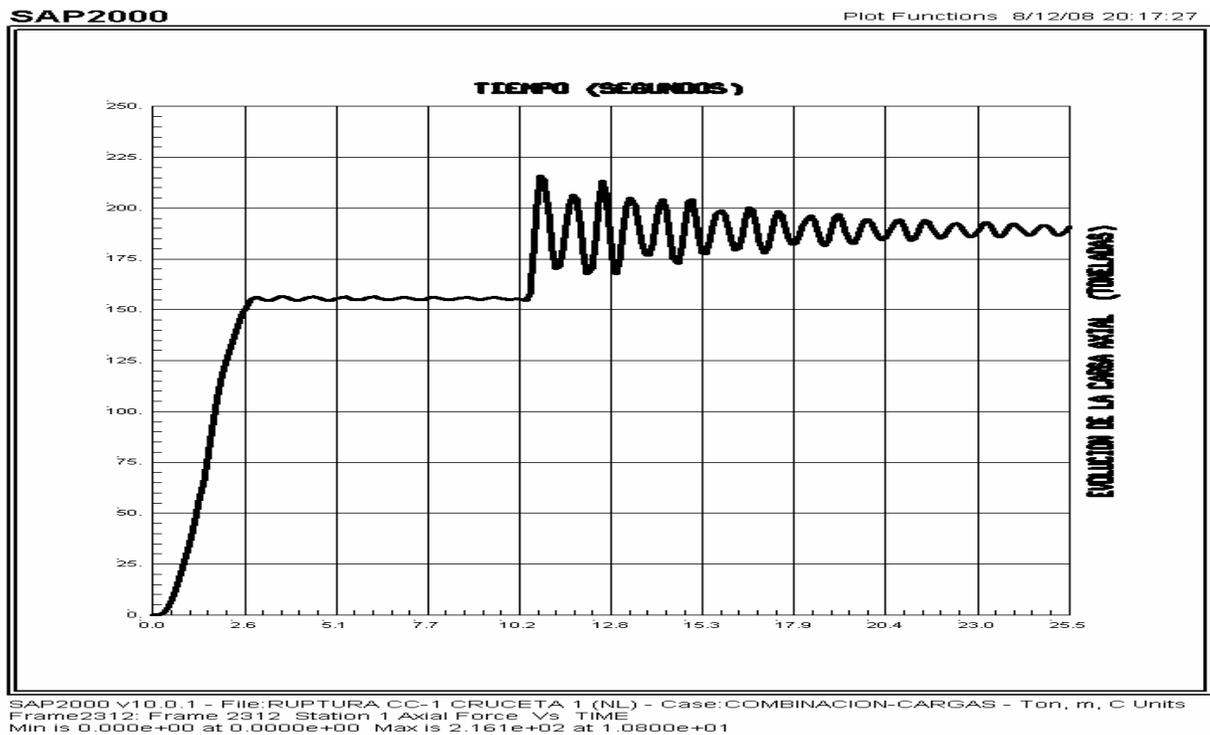


Figura 8.23. Historia de cargas de un miembro columna del panel 4.

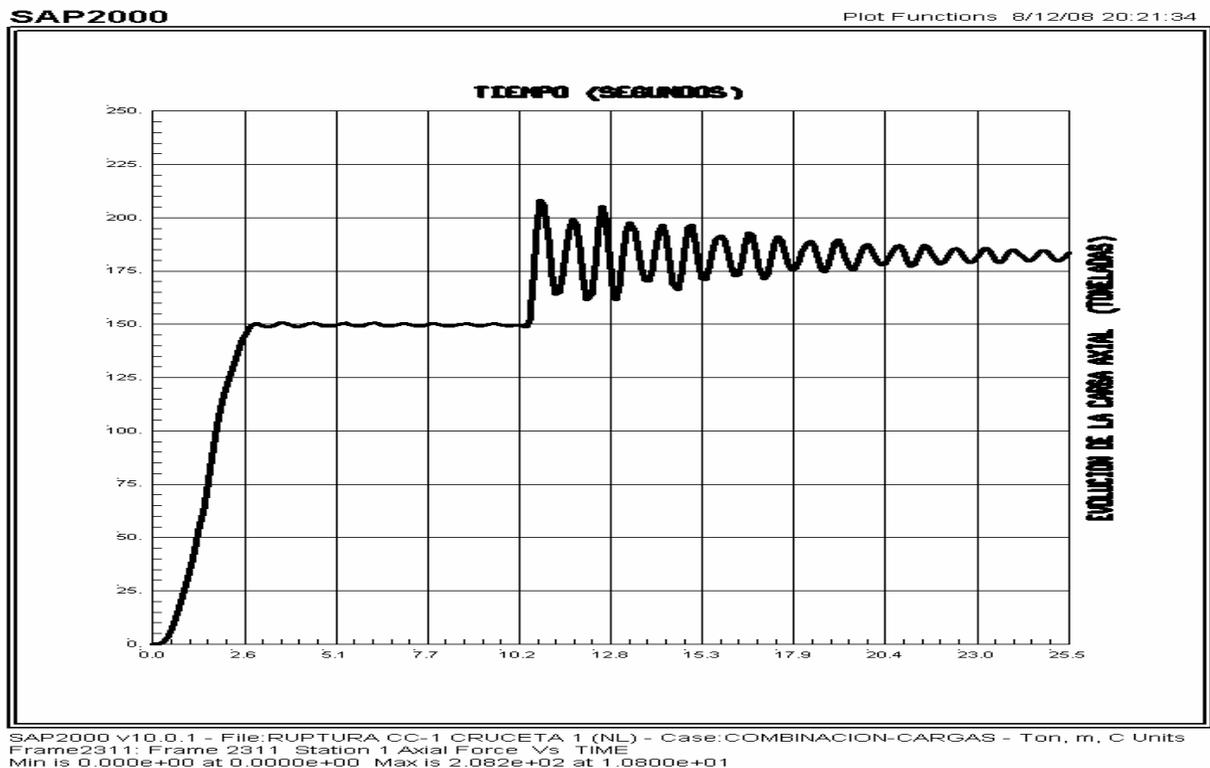


Figura 8.24. Historia de cargas de un miembro columna del panel 5.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

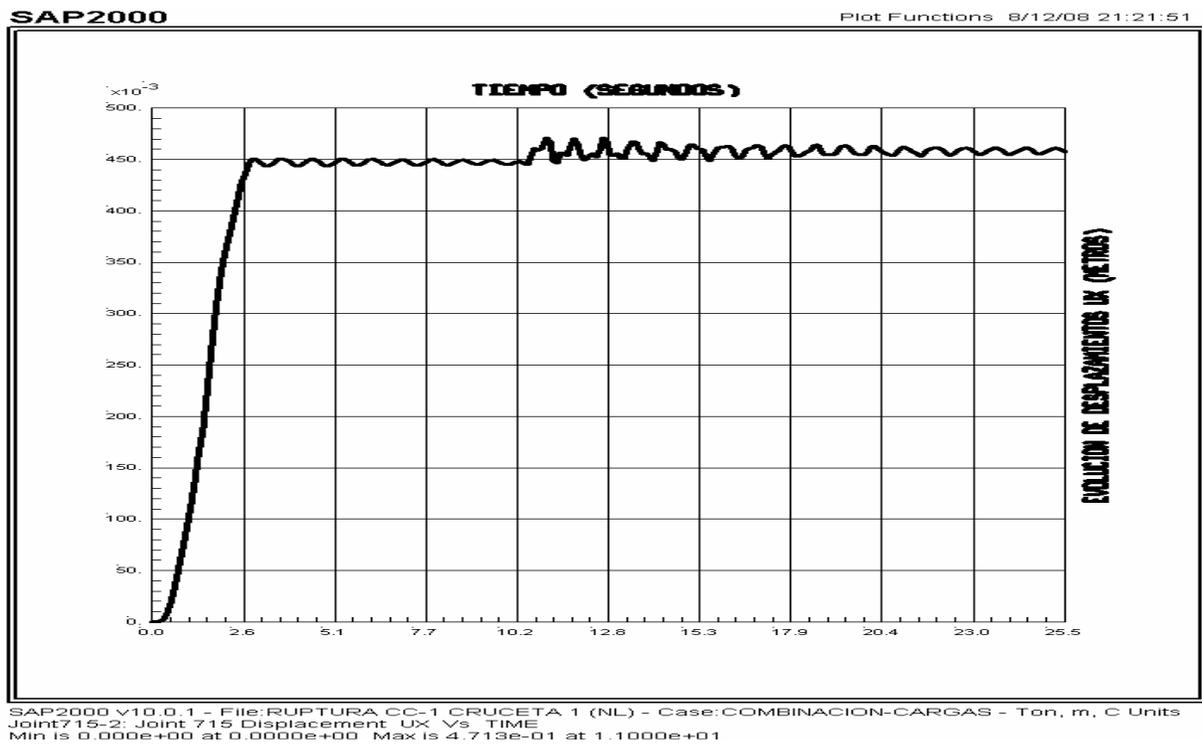


Figura 8.25. Historia de los desplazamientos Ux en la parte alta de la torre.

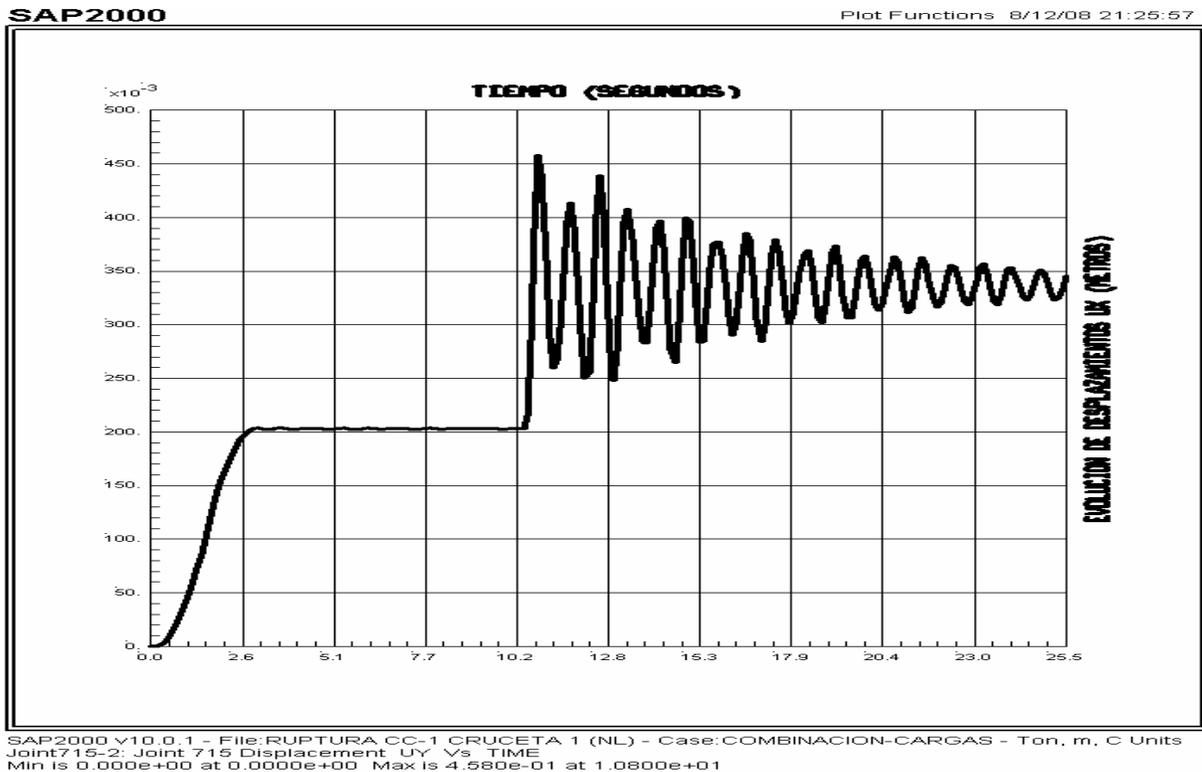
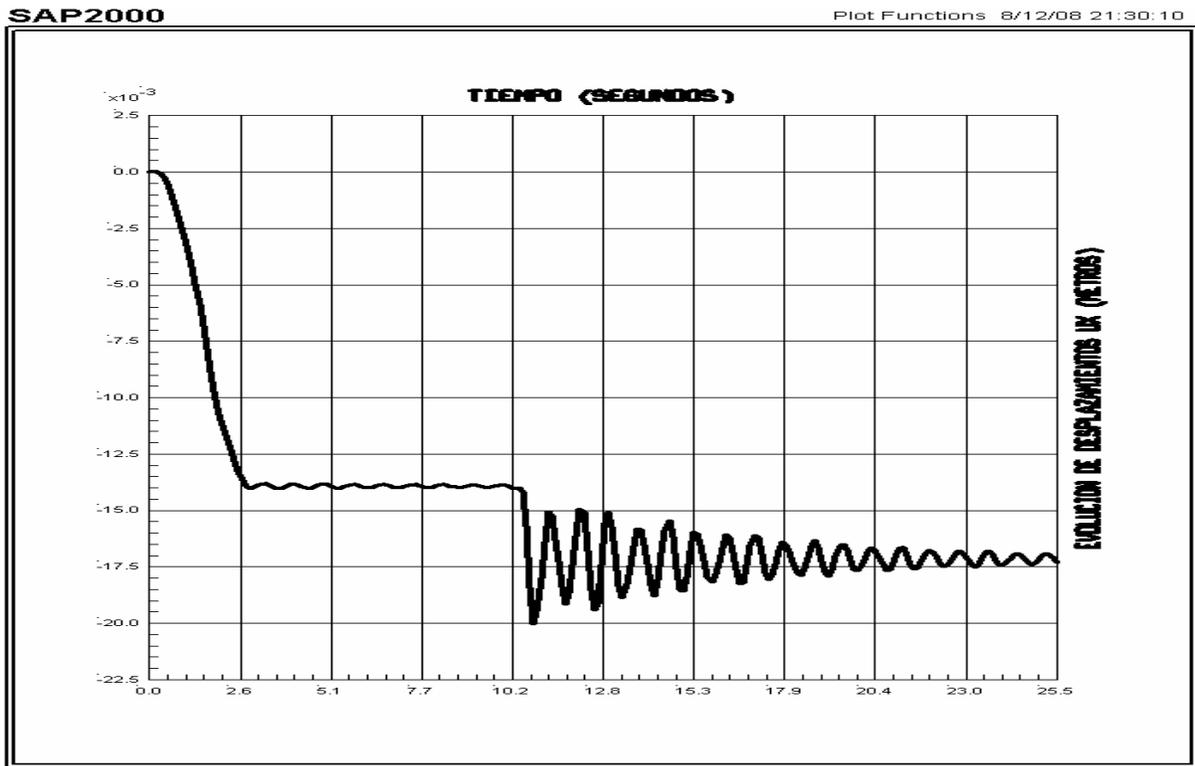


Figura 8.26. Historia de los desplazamientos Uy en la parte alta de la torre.



SAP2000 v10.0.1 - File:RUPTURA CC-1 CRUCETA 1 (NL) - Case:COMBINACION-CARGAS - Ton, m, C Units
 Joint715-2: Joint 715 Displacement Uz Vs TIME
 Min is -2.000e+02 at 1.000e+01 Max is 0.000e+00 at 0.000e+00

Figura 8.27. Historia de los desplazamientos Uz en la parte alta de la torre.

8.4. CÁLCULO DE LOS FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA GENERADOS POR LA EXCITACIÓN PROVOCADA POR LA RUPTURA DE CABLES

A. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE DESPLAZAMIENTO

El factor de amplificación dinámica de desplazamiento está definido por la siguiente expresión:

$$R_d = \frac{\text{Máximo desplazamiento provocado por la excitación dinámica}}{\text{Máximo desplazamiento en condiciones estáticas}} \dots\dots (8.1)$$

Para la aplicación de esta expresión, se consideró que el desplazamiento en condiciones estáticas sea el valor máximo generado en el intervalo de tiempo entre 0.00 segundos hasta 10 segundos, ya que en este instante se inicia la etapa de relajamiento del cable, que culmina con su ruptura final en el instante 10.5 segundos. De 10.5 segundos hasta 25.5 segundos, el modelo ya no estará sometido a la acción de tensión del cable que se rompe y se genera un desequilibrio estático; por lo anterior, se consideró al desplazamiento provocado por la excitación dinámica, al máximo de los desplazamientos que se generan entre los instantes de 10.5 a 25.5 segundos.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

B. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE CARGAS DE TENSIÓN

Para el cálculo de la amplificación dinámica de la carga axial sobre algunos miembros de las torres, se consideró la siguiente expresión:

$$R_T = \frac{\text{Máxima tensión provocada por la excitación dinámica}}{\text{Máximo tensión en condiciones estáticas}} \dots\dots\dots (8.2)$$

Para definir la máxima tensión, se analizó un modelo en el que no se consideraron efectos de ruptura de cables, es decir, las fuerzas de tensión de los cables actúa en todo instante sobre las torres de soporte, mientras que para definir las cargas en condiciones de desequilibrio dinámico, se consideró un modelo con ruptura de uno de sus cables, lo cual generó efectos de amplificación dinámica en los elementos mecánicos de los demás componentes de la línea de transmisión. En ambos modelos analizados se recurrió a un análisis de tipo no lineal.

C. PARA LA TORRE DESPLANTADA EN SUELO DE BAJA CAPACIDAD

En la tabla 8.14, se muestran los factores de amplificación dinámica de los nodos donde ocurren los mayores desplazamientos, en la dirección paralela a la línea (dirección y).

Tabla 8.14. Factores de amplificación dinámica de desplazamiento

Ubicación del nodo	Desplazamiento en condiciones estáticas (cm)	Desplazamiento máximo por la ruptura del cable (cm)	Factor de amplificación dinámica de desplazamiento (R_d)
Extremo de la cruceta 4	25.60	61.00	2.383
Extremo de la cruceta 3	21.55	47.48	2.203
Extremo de la cruceta 2	16.90	37.67	2.229
Extremo de la cruceta 1	13.19	29.15	2.210

En la gráfica de la figura 8.12 podemos observar que una vez que ocurre la ruptura de uno de los cables, se presentan valores pico importantes en intervalos muy cortos de tiempo, obteniéndose la mayor amplitud en el instante $t = 11$ segundos (0.5 segundos posteriores al instante de la falla); los desplazamientos en la condición de comportamiento dinámico, experimentan variaciones considerables con respecto a la magnitud de los que se tenían durante la condición de equilibrio estático, llegando a obtenerse amplitudes superiores al doble de las obtenidas para este último caso.

De los resultados mostrados en la tabla 8.10, se concluye estableciendo que el factor de amplificación dinámica de los desplazamientos de la torre desplantada sobre suelo de baja capacidad, se puede considerar de $R_d = 2.30$.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

Tabla 8.15. Factores de amplificación dinámica de fuerzas de tensión

Ubicación del miembro	Tensión máxima en condiciones estáticas (Ton)	Tensión máxima por la ruptura del cable (Ton)	Factor de amplificación dinámica de la carga de tensión (R_T)
Diagonal panel 1	9.57	16.78	1.753
Diagonal panel 2	6.16	10.77	1.748
Diagonal panel 3	6.21	10.93	1.760
Diagonal panel 16	5.95	13.79	2.318
Diagonal panel 17	6.21	14.44	2.325

Los factores de amplificación dinámica para las fuerzas de tensión en las diagonales de la torre desplantada sobre suelo de baja capacidad, se incrementan conforme aumenta la altura. En el panel bajo la primera cruceta, donde se ha detectado el punto de falla de este tipo de estructuras, se alcanza un factor de amplificación de $R_T = 2.30$.

D. PARA LA TORRE DESPLANTADA EN SUELO DE ALTA CAPACIDAD

La tabla 8.16, muestra los factores de amplificación dinámica de las respuestas en los nodos donde ocurren los mayores desplazamientos, en la dirección paralela a la línea (dirección y).

Tabla 8.16. Factores de amplificación dinámica de desplazamiento

Ubicación del nodo	Desplazamiento en condiciones estáticas (cm)	Desplazamiento máximo por la ruptura del cable (cm)	Factor de amplificación dinámica de desplazamiento (R_d)
Extremo de la cruceta 4	20.69	43.50	2.102
Extremo de la cruceta 3	15.52	32.73	2.109
Extremo de la cruceta 2	11.10	22.95	2.068
Extremo de la cruceta 1	7.50	15.38	2.051

Al igual que para el caso de la torre apoyada en terreno de baja capacidad, los efectos de la ruptura de uno de los cables inducen amplificaciones dinámicas importantes en la magnitud de los desplazamientos de la torre en la dirección de la línea (ver figura 8.26), alcanzándose el valor pico máximo alrededor del instante $t = 11$ segundos.

En los resultados mostrados en la tabla 8.16, se muestra que el factor de amplificación dinámica de los desplazamientos en la dirección de la línea de la torre desplantada sobre suelo de alta capacidad, puede considerarse con un valor de $R_d = 2.10$.

En la tabla 8.17, se presentan los resultados obtenidos del cálculo de los factores de amplificación dinámica de las fuerzas de tensión, en algunos miembros de las torres de la porción de la línea en estudio.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

Tabla 8.17. Factores de amplificación dinámica de fuerzas de tensión

Ubicación del miembro	Tensión máxima en condiciones estáticas (Ton)	Tensión máxima por la ruptura del cable (Ton)	Factor de amplificación dinámica de la carga de tensión (R _T)
Diagonal panel 1	8.19	15.47	1.889
Diagonal panel 2	5.20	9.85	1.894
Diagonal panel 3	5.28	10.03	1.900
Diagonal panel 16	5.88	13.89	2.362
Diagonal panel 17	6.00	14.44	2.407

Los factores de amplificación dinámica para las fuerzas de tensión actuante sobre los elementos diagonales de la torre, van incrementándose a medida que la altura aumenta, tendencia similar que para el caso antes estudiado. En el panel crítico ubicado bajo la primera cruceta, se alcanza un factor de amplificación **R_T = 2.40**.

8.5. CÁLCULO DE LA RIGIDEZ TORSIONAL DE LA TORRE

La rigidez a la torsión de las torres de soporte varía conforme aumenta la altura Z; dicha rigidez nos proporciona un parámetro para definir los movimientos de la torre ante la aplicación de tensiones provocadas por la acción de los cables.

Por lo anterior, se obtuvo la rigidez torsional de las torres a la altura de cada una de las cuatro crucetas, para lo cual se usó el siguiente procedimiento:

- a) Se aplicó un momento de torsión unitario de 1.00 Ton-m, a la altura de la última cruceta de la torre. Para generar dicho momento de torsión unitario se aplicó una fuerza de magnitud igual a 0.08065 Ton, en cada uno de los extremos de la última cruceta, las cuales actúan con dirección paralela a la línea (dirección y) y con sentido contrario entre sí (ver figura 8.28).
- b) Una vez realizado el análisis, se obtuvieron los desplazamientos Δx y Δy, con los cuales se determinó el ángulo que giró la torre, en cada uno de los niveles de las cuatro crucetas (ángulo de torsión θ).
- c) Con dichos ángulos de torsión, se obtuvieron las rigideces torsionales, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$\theta = \text{arc tg} \left(\frac{\Delta y}{(d/2) + \Delta x} \right) \quad (\text{Ángulo de giro en radianes}) \quad \dots\dots\dots (8.3)$$

$$M = K_{\text{torsión}} \cdot \theta \quad (\text{Fórmula básica del método de rigideces}) \quad \dots\dots\dots (8.4)$$

$$K_{\text{torsión}} = \frac{1 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{\theta} \quad \dots\dots\dots \text{Rigidez Torsional (Ton-m / Radian)}$$

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

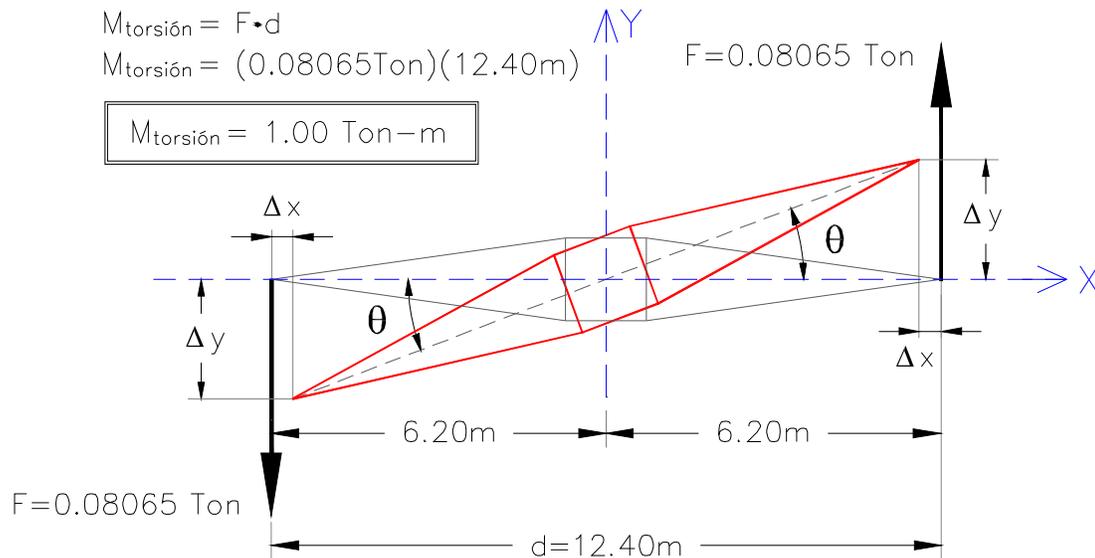


Figura 8.28. Desplazamientos y ángulo de giro θ ; se muestran también las fuerzas que generan el momento de torsión unitario.

A. TORRE DESPLANTADA EN TERRENO DE ALTA CAPACIDAD (ARTICULADA EN SU BASE)

Tabla 8.18. Comparación entre las Rigideces de la Torre a diferentes alturas

Altura a la que se evalúa la rigidez (metros)	θ (Radianes)	Rigidez Torsional (Ton-m/Radian)	Porcentaje con respecto a la rigidez a la altura de la primera cruceta
42.53	0.00007669	13,039.510	100.000 %
51.03	0.00012687	7,882.084	60.448 %
59.03	0.00021452	4,661.570	35.750 %
67.53	0.00044516	2,246.383	17.228 %

B. TORRE DESPLANTADA EN TERRENO DE BAJA CAPACIDAD (LOSA DE CIMENTACIÓN Y ATAGUÍAS)

Tabla 8.19. Comparación entre las Rigideces de la Torre a diferentes alturas

Altura a la que se evalúa la rigidez (metros)	θ (Radianes)	Rigidez Torsional (Ton-m/Radian)	Porcentaje con respecto a la rigidez a la altura de la primera cruceta
42.53	0.00007668	13,041.210	100.000 %
51.03	0.00012682	7,885.192	60.464 %
59.03	0.00021452	4,661.570	35.745 %
67.53	0.00044516	2,246.383	17.225 %

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

Los resultados anteriores muestran que la rigidez a la torsión de las torres se reduce con el aumento de la altura; esto se debe a que su sección transversal disminuye en proporción con el incremento de la altura. Sólo como un punto de comparación, se estableció que la rigidez a torsión de la torre apoyada en terreno de alta capacidad, a una altura de 67.53 m, se reduce en un 82.772 % de la que se presenta a una altura de 42.53 m; mientras que para la torre desplantada en terreno de baja capacidad, dicha reducción resultó de un 82.775 %.

Por otra parte los resultados muestran que la rigidez a la torsión para las torres de soporte bajo las dos condiciones de cimentación consideradas, no difieren en forma importante entre sí, lo cual puede deberse a que ambas estructuras están constituidas exactamente por el mismo tipo de sección en cada uno de sus miembros.

Las diferencias obtenidas en los desplazamientos lineales en la parte alta de las torres, para cada una de las dos condiciones de cimentación supuestas (ver apartado 8.2), se deben a los hundimientos y rotaciones en la base y a la rigidez a flexión de las torres, y no a los efectos de la rigidez torsional de las mismas.

8.6. MOMENTOS DE TORSIÓN QUE SE GENERAN SOBRE LAS TORRES POR EFECTOS DE LA RUPTURA DE CABLES

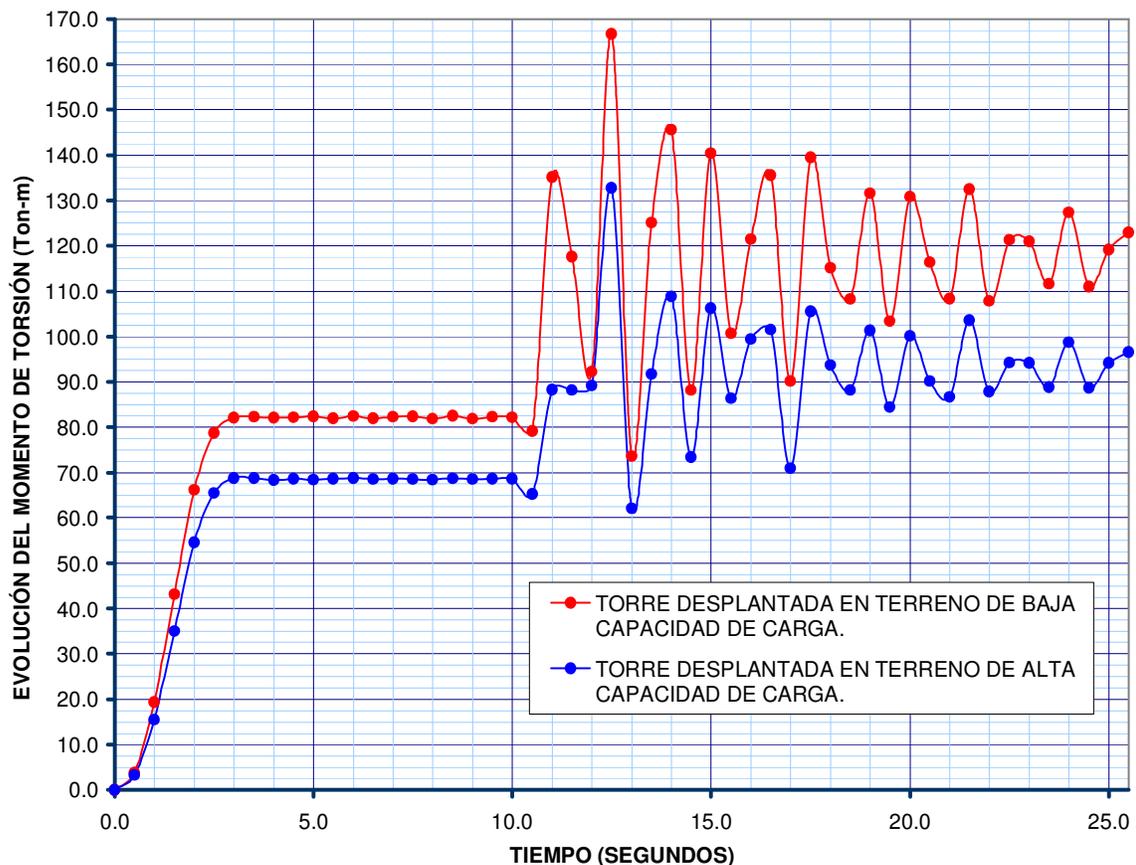


Figura 8.29. Evolución con el tiempo de los momentos de torsión sobre las torres.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

Finalmente en la gráfica de la figura 8.29 se muestra la evolución con el tiempo del momento de torsión alrededor del eje de las dos torres de soporte analizadas, en la sección de la torre ubicada bajo la primera cruceta, que corresponde a la región donde se han observado las fallas en este tipo de estructuras, de acuerdo a la información proporcionada por la Comisión Federal de Electricidad (*Referencia 26*).

Las curvas de la figura 8.29 muestran que en el intervalo de tiempo comprendido entre 10.5 y 15 segundos, los primeros 4.5 segundos posteriores a la falla del cable, se presentan cuatro valores pico distintos, de los cuales el segundo corresponde al valor máximo calculado. Por lo que respecta a la torre desplantada en terreno de baja capacidad de carga, el primer valor pico corresponde a un incremento de carga de 64.39 %, mientras que para el segundo pico se presentará un aumento de 102.78 %. Para este caso resulta factible pensar que la falla de la torre se presente con el primer incremento de carga posterior a la ruptura del cable (en $t = 11$ segundos).

Para el caso de la torre desplantada en terreno de alta capacidad de carga, el primer valor pico representa tan sólo un incremento de carga de 28.6 %, con respecto a su condición de equilibrio estático, magnitud que podemos suponer que la torre sea capaz de resistir, debido fundamentalmente a los factores de seguridad que se emplean para el diseño. Si embargo, el segundo valor pico corresponde a un incremento de carga de 93.36 %, incremento que seguramente provocará el colapso de la torre (en $t = 12.5$ segundos), por lo cual, los resultados posteriores a dicho instante de tiempo ya no son realistas.

8.7. REVISIÓN DEL DISEÑO DE LAS COMPONENTES DE LAS TORRES

Se revisó el diseño mediante el criterio definido en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2004 (*Referencia 1*), con los elementos mecánicos obtenidas del análisis no lineal. De esta revisión se obtuvo que *un total de 282 miembros resultaron escasos por capacidad axial*, para el modelo total que incluye ambos casos de torres de soporte.

Cabe mencionar que la influencia del análisis no lineal no resulta muy importante, ya que al analizar el modelo de la porción de línea de transmisión considerada, con un método de análisis lineal, la revisión de los elementos de las torres establece como resultado que un total de 280 miembros resultan escasos por capacidad axial, prácticamente los mismos que para el análisis no lineal.

En las figuras 8.30 y 8.31, se muestran los miembros que fallan por capacidad axial; en la primera imagen se muestran los correspondientes a la torre apoyada sobre terreno de baja capacidad de carga, con cimentación formada por una losa cimentación y ataguías metálicas; en la siguiente imagen, se muestran los elementos que fallan en la torre con base articulada, la cual se supone desplantada sobre terreno de alta capacidad de carga.

Los miembros que resultan escasos por capacidad axial, corresponden a los elementos diagonales de las torres; lo anterior se debe a que la longitud de los miembros es muy grande y el área de sus secciones transversales es pequeña, lo que hace que su relación de esbeltez sea insuficiente para soportar las acciones de carga axial a las que están sometidas; en otras palabras, dichos elementos fallan por la aparición de pandeo.

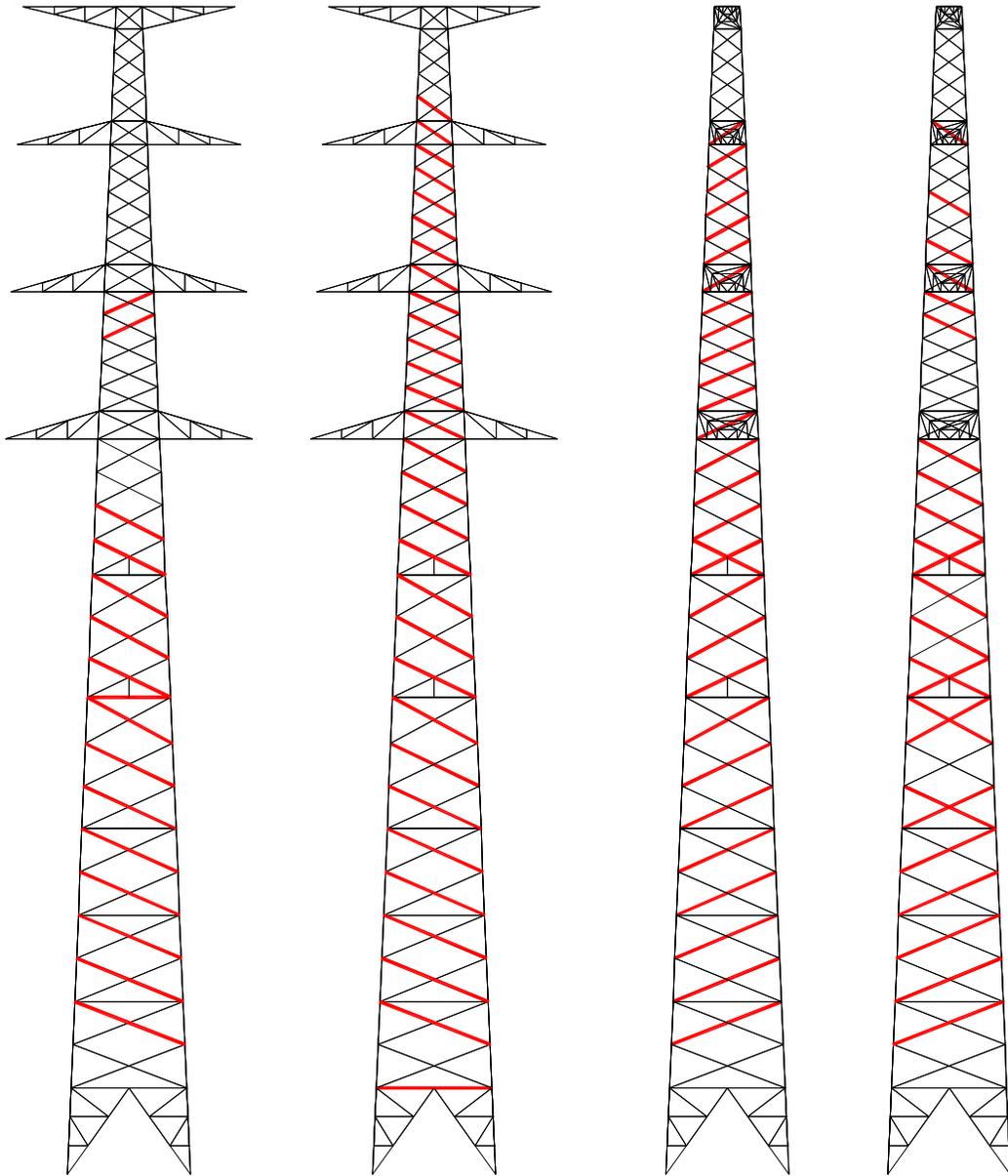


Figura 8.30. Principales elementos que fallan en la torre cimentada sobre suelo de baja capacidad de carga (desplantada sobre losa de cimentación y ataguías).

Al comparar los resultados mostrados en las figuras 8.30 y 8.31, se puede observar que como consecuencia de la ruptura del cable, en la torre desplantada sobre terreno de baja capacidad fallan un total de 152 miembros, mientras que en la torre apoyada sobre terreno de alta capacidad dicho resultado se reduce a 130 miembros.

Lo anterior indica la influencia de las condiciones de cimentación sobre el comportamiento estructural de cada una de las torres de soporte, y la importancia de emplear un tipo de cimentación adecuado para cada clase de suelo en particular, con la finalidad de evitar asentamientos de gran magnitud e incluso asentamientos diferenciales.

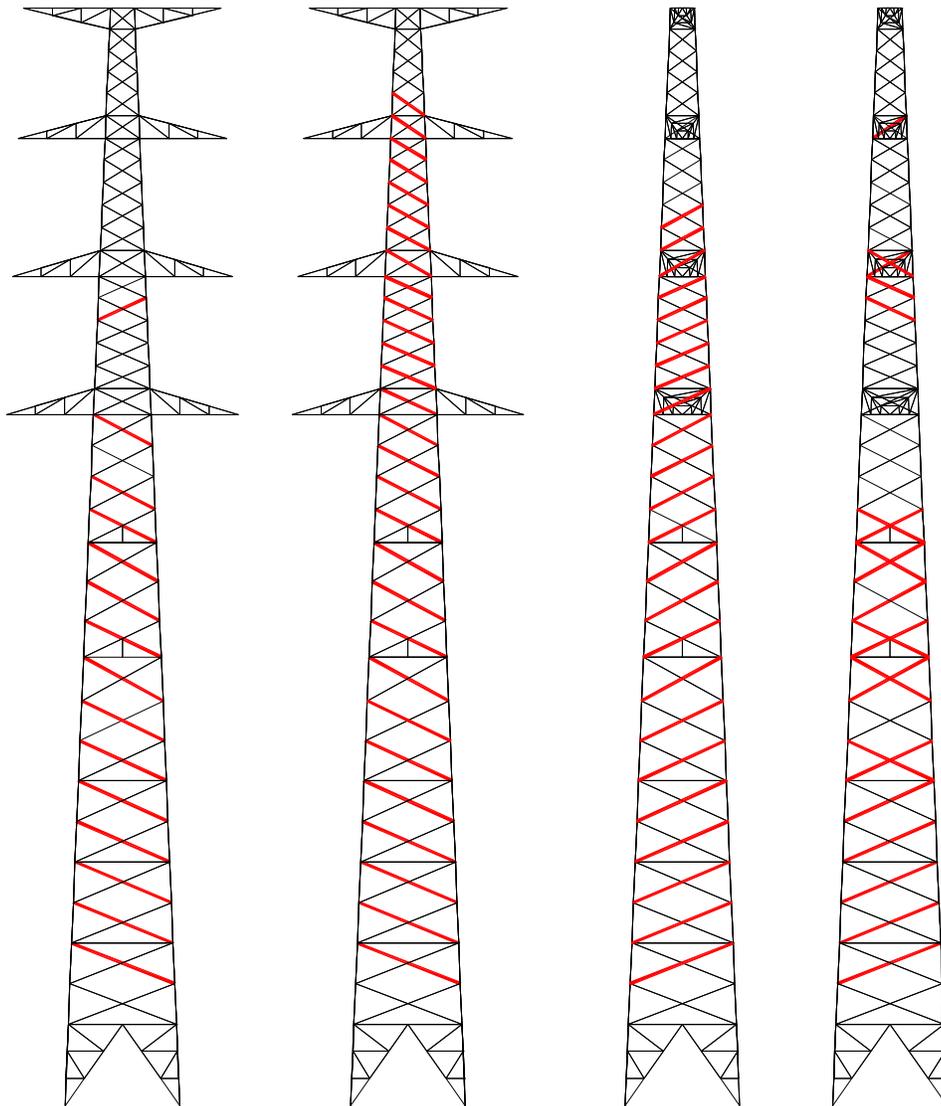


Figura 8.31. Principales elementos que fallan en la torre cimentada sobre suelo de alta capacidad (articulada en su base).

8.8. REVISIÓN DEL DISEÑO DE LAS CONEXIONES EN LOS ELEMENTOS MÁS AFECTADOS DE LAS TORRES

En este apartado, se revisarán las conexiones propuestas en el proyecto original (ver figuras 8.32 y 8.33), con la finalidad de determinar si resultan adecuadas para resistir las cargas generadas por las acciones calculadas en el presente estudio, fundamentalmente las generadas por efectos de la ruptura de uno de los cables.

De acuerdo con las especificaciones del proyecto proporcionado por la compañía Luz y Fuerza del Centro (Referencia 16), todos los tornillos empleados en las conexiones corresponden al tipo ASTM A394, con una resistencia al esfuerzo cortante $\tau_y = 3,300 \text{ Kg/cm}^2$.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

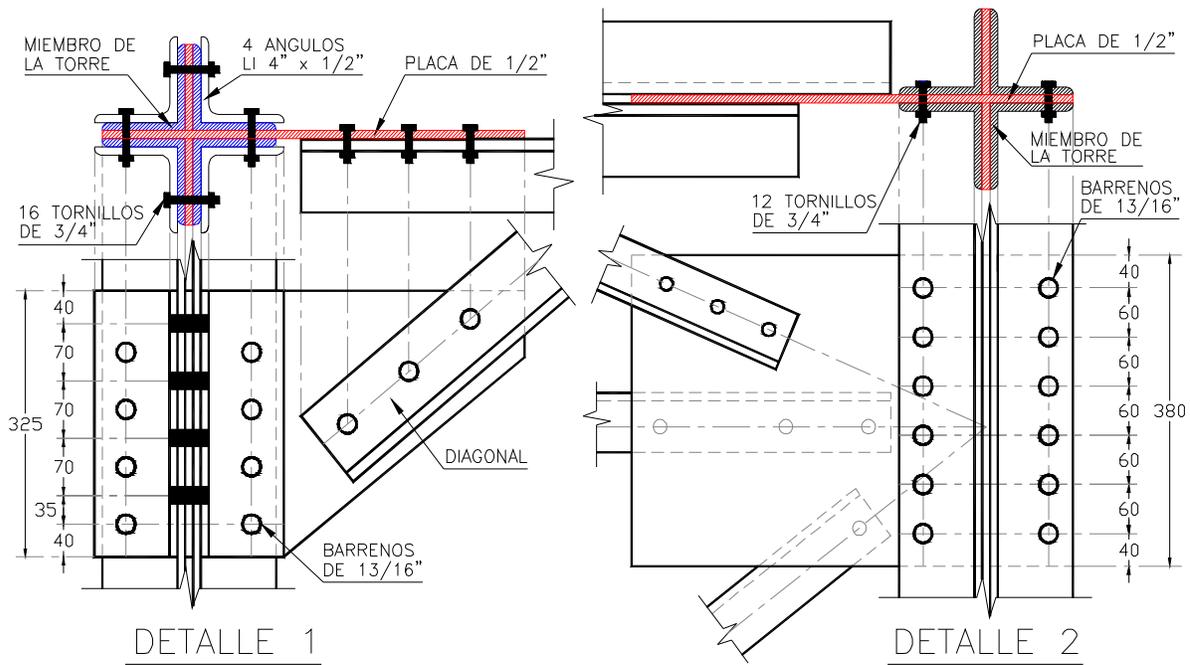


Figura 8.33. Conexiones tomadas del proyecto original (parte 2).

Tabla 8.20. Datos para la revisión del diseño de las conexiones (proyecto original)

Nombre	Elementos que conecta	Ubicación
Unión 1	Columnas	Paneles 2, 4, 6, 8, 10, 12 y 14
Unión 2	Columnas	Paneles 16 y 18
Unión 3	Columnas	Paneles 24, 27 y 31
Unión 4	Columnas	Panel 21
Detalle 1	Columna y diagonal	Panel 1
Detalle 2	Columna, diagonales y elemento horizontal	Frontera entre paneles 1 y 2

Debido a que algunas conexiones resultaron escasas, lo cual puede ser una de las causas por las que este tipo de estructuras han colapsado, con base en las especificaciones mostradas en la tabla 8.21 se propusieron otro tipo de tornillos de mayor capacidad (A490 Tipo 3) y se procedió a determinar su resistencia a fuerza cortante, para establecer si el número de partida de los mismos resulta adecuado (considerando los mismos diámetros propuestos en el proyecto original).

Las conexiones analizadas están constituidas por placas y ángulos tipo LI sujetos entre si a los miembros de la torre, por medio de los tornillos (ver figuras 8.32 y 8.33). En este apartado únicamente se revisaron el número y tamaño de los sujetadores o tornillos, ya que en el *Apéndice A.1* se muestran los resultados de un análisis con elementos finitos del conjunto *placa-ángulo-miembro* (para la Unión 1), por efectos de la fuerza de tensión aplicada sobre la conexión.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

Tabla 8.21. Propiedades Mecánicas de tornillos de acero al carbón (Referencia 24)

Designación (Grado)	Tamaño nominal (Pulgadas)	Material	Propiedades Mecánicas (Kg/cm ²)		
			Esfuerzo en prueba de carga	F _y	F _u
A307 Grado A	1/4 a 4	Acero de bajo o mediano contenido de carbón	-----	-----	4218
A307 Grado B	1/4 a 4		-----	-----	4218 Mínimo 7030 Máximo
SAE Grado 1	1/4 a 1-1/2		2320	2530	4218
SAE Grado 2	1/4 a 3/4	Acero de bajo o mediano contenido de carbón, hecho en frío	3866	4007	5203
SAE Grado 5	1/4 a 1 1-1/8 a 1-1/2	Acero de mediano contenido de carbón	5976 5203	5765 5695	8437 7382
A449 Tipo 1	1/4 a 1 1-1/8 a 1-1/2 1-3/4 a 3		5976 5203 3866	6468 5695 4078	8437 7382 6327
A325 Tipo 1	1/2 a 1 1-1/8 a 1-1/2		5976 5203	5765 5695	8437 7382
SAE Grado 5.2	1/4 a 1		5976	5765	8437
A449 Tipo 2	1/4 a 1	Acero de bajo contenido de carbón	5976	5765	8437
A325 Tipo 2	1/2 a 1		5976	5765	8437
	1-1/8 a 1-1/2		5203	5695	7382
A325 Tipo 3	1/2 a 1	Acero resistente a la corrosión atmosférica	5976	5765	8437
	1-1/8 a 1-1/2		5203	5695	7382
SAE Grado 8	1/4 a 1-1/2	Acero de mediano contenido de carbón	8437	9140	10546
A354 Grado BD	1/4 a 2-1/2		8437	9140	10546
	2-3/4 a 4		7382	8085	9843
A490 Tipo 1	1/2 a 1-1/2		8437	9140	10546 Mínimo 11952 Máximo
SAE Grado 8.2	1/4 a 1	Acero de bajo contenido de carbón	8437	9140	10546
A490 Tipo 2	1/2 a 1		8437	9140	10546 Mínimo 11952 Máximo
A490 Tipo 3	1/2 a 1-1/2	Acero resistente a la corrosión atmosférica	8437	9140	10546 Mínimo 11952 Máximo

A. RESISTENCIA A CORTANTE DE LAS CONEXIONES

La resistencia de diseño a cortante de las conexiones analizadas se calculó con el empleo de la siguiente expresión:

$$R = 0.7 \cdot m \cdot n \cdot A_n \cdot \tau_n \dots\dots\dots (8.5)$$

En donde:

m = Número de planos de corte en la conexión.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

n = Número de tornillos en la conexión.

A_n = Área nominal del tornillo, en cm^2 .

Corresponde al área de la parte del vástago no roscada (se consideró un diámetro de 1.59 cm para tornillos de 5/8" y un diámetro de 1.91 cm para tornillos de 3/4").

τ_y = Resistencia nominal a cortante del acero del tornillo ($\tau_y = 0.6 \cdot F_y$), en Kg/cm^2 .

B. REVISIÓN DEL DISEÑO DE LAS CONEXIONES CON LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS LINEAL

B-1. Torre desplantada en terreno de baja capacidad, con cimentación formada por losa de cimentación y ataquías:

De los resultados mostrados en la tabla 8.22, se nota que sólo sería necesario emplear tornillos de mayor capacidad para la conexión denominada "Detalle 2", la cual se encuentra ubicada en la parte inferior de la torre (en el límite de los paneles 1 y 2); en resumen, es recomendable poner atención principalmente en las conexiones ubicadas en los soportes inferiores de la torre, ya que es en ellos donde se presentan las sollicitaciones de carga de mayor magnitud. Para el resto de las conexiones de esta torre, el número y tipo de tornillos propuestos en el diseño original, resultan ser adecuados.

Tabla 8.22. Revisión de la resistencia a cortante de las conexiones

Nombre de la conexión	Fuerza cortante última (F.S. = 1.5) (Ton)	Tornillos especificados en el proyecto original	Resistencia de la conexión a cortante (Ton)
Unión 1	307.868	32 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	842.688
Unión 2	118.634	24 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	219.542
Unión 3	42.998	12 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	54.886
Unión 4	68.465	20 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	182.952
Detalle 1	314.069	16 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	421.344
Detalle 2	314.069	12 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	158.004

De la tabla 8.22, en la celda color verde se muestra la conexión cuyo número de tornillos deberá ser modificado; otra opción sería emplear tornillos de la misma dimensión, pero de resistencia mayor, e incluso podría estudiarse el caso de colocar ángulos de conexión adicionales, con la finalidad de incrementar el número de planos de corte con los que debería soportar la fuerza cortante.

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

Cabe mencionar que para la revisión del diseño de las conexiones, se emplearon cargas últimas de cortante, es decir, la tensión actuante multiplicada por un factor de carga que se consideró igual a 1.5 (estructura del Grupo A de acuerdo con la *Referencia 1*).

Sin embargo, para el número y dimensiones de los tornillos originalmente propuestos en el proyecto de partida, sólo proponiendo otro tipo de mayor resistencia nominal, se obtuvo el siguiente resultado:

Resistencia de 12 tornillos de 3/4" ASTM A490 Tipo 3:

$$R_{\text{detalle 2}} = (0.7)(2)(12)(2.85 \text{ cm}^2)(0.6 \times 9,140 \text{ kg/cm}^2) = 262,573.92 \text{ Kg}$$

$$F.S. = R_{\text{detalle 2}}/V_{\text{act}} = (1.5 \times 262.574 \text{ Ton})/(314.069 \text{ Ton}) = \mathbf{1.254}$$

Es decir, la conexión resistirá una carga de 25.4 % mayor que la fuerza cortante actuante, por lo cual, la conexión podría soportar las acciones obtenidas del análisis. Por lo cual, podemos concluir mencionando que dicha conexión resulta adecuada.

B-2. Torre desplantada en terreno de alta capacidad (base articulada):

Tabla 8.23. Revisión de la resistencia a cortante de las conexiones

Nombre de la conexión	Fuerza cortante última (F.S. = 1.5) (Ton)	Tornillos especificados en el proyecto original	Resistencia de la conexión a cortante (Ton)
Unión 1	340.329	32 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	842.688
Unión 2	148.748	24 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	219.542
Unión 3	55.367	12 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	54.886
Unión 4	88.317	20 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	182.952
Detalle 1	344.216	16 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	421.344
Detalle 2	344.216	12 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	158.004

Considerando los 12 tornillos de 3/4" ASTM A490 Tipo 3 (similar al caso anterior):

$$F.S. = R_{\text{detalle 2}}/V_{\text{act}} = (1.5 \times 262.574 \text{ Ton})/(344.216 \text{ Ton}) = \mathbf{1.144}$$

La conexión denominada Detalle 2, tendrá una resistencia a cortante 14.4 % mayor que la fuerza cortante actuante sobre ella, por lo cual resulta adecuada sólo cambiando el tipo de tornillos, sin incrementar el número de los mismos.

La conexión de nombre Unión 3, resulta aceptable ya que el porcentaje por el que se sobrepasa su resistencia nominal resulta muy bajo (apenas del 0.869 %).

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

C. REVISIÓN DEL DISEÑO DE LAS CONEXIONES CON LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL

Los resultados obtenidos y mostrados en las tablas 8.24 y 8.25, muestran que las fuerzas de tensión se incrementaron considerablemente en los elementos columna de la parte inferior de la torre, y en forma ligera en los correspondientes a la zona superior (después de la primera cruceta), respecto a las tensiones que se obtuvieron con el Análisis Estático Lineal; los resultados de la revisión del número y tipo de tornillos en las conexiones, se muestran en esas mismas tablas.

C-1. Torre desplantada en terreno de baja capacidad, con cimentación formada por losa de cimentación y ataguías:

Al igual que para el caso correspondiente al apartado B-1, sólo sería necesario emplear tornillos de mayor capacidad para la conexión denominada "Detalle 2" (ubicada en el límite entre los paneles 1 y 2); por otra parte, el resto de las conexiones de esta torre resultan ser adecuadas, sin necesidad de modificar el número y tipo de tornillos propuestos en el diseño original.

Tabla 8.24. Revisión de la resistencia a cortante de las conexiones

Nombre de la conexión	Fuerza cortante última (F.S. = 1.5) (Ton)	Tornillos especificados en el proyecto original	Resistencia de la conexión a cortante (Ton)
Unión 1	312.485	32 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	842.688
Unión 2	120.068	24 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	219.542
Unión 3	43.512	12 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	54.886
Unión 4	69.273	20 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	182.952
Detalle 1	318.786	16 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	421.344
Detalle 2	318.786	12 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	158.004

En la tabla anterior, en la celda color verde se muestra la conexión cuyo número de tornillos resultó escaso. Sin embargo, al cambiar el tipo de tornillos, conservando el número y dimensiones de los propuestos originalmente, se obtienen niveles de resistencia a fuerza cortante en la conexión que la hacen adecuada para soportar las solicitaciones interpuestas en el presente estudio.

Resistencia de 12 tornillos de 3/4" ASTM A490 Tipo 3:

$$R_{\text{detalle 2}} = (0.7)(2)(12)(2.85 \text{ cm}^2)(0.6 \times 9,140 \text{ kg/cm}^2) = 262,573.92 \text{ Kg}$$

$$\text{F.S.} = R_{\text{detalle 2}} / V_{\text{act}} = (1.5 \times 262.574 \text{ Ton}) / (318.786 \text{ Ton}) = \mathbf{1.236}$$

CAPÍTULO VIII. RESULTADOS FINALES DEL ANÁLISIS

La conexión resiste una carga 23.6 % mayor que la fuerza cortante actuante, por lo cual, la conexión podría soportar las acciones obtenidas del análisis, aún cuando de acuerdo a las NTC-2004 (Referencia 1) resulte escasa. Por lo cual, podemos concluir mencionando que dicha conexión resulta adecuada.

C-2. Torre desplantada en terreno de alta capacidad (base articulada):

Tabla 8.25. Revisión de la resistencia a cortante de las conexiones

Nombre de la conexión	Fuerza cortante última (F.S. = 1.5) (Ton)	Tornillos especificados en el proyecto original	Resistencia de la conexión a cortante (Ton)
Unión 1	345.677	32 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	842.688
Unión 2	151.161	24 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	219.542
Unión 3	56.310	12 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	54.886
Unión 4	89.790	20 tornillos de 5/8" (ASTM A394)	182.952
Detalle 1	349.623	16 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	421.344
Detalle 2	349.623	12 tornillos de 3/4" (ASTM A394)	158.004

Considerando los 12 tornillos de 3/4" ASTM A490 Tipo 3 (similar al caso anterior):

$$F.S. = R_{\text{detalle 2}}/V_{\text{act}} = (1.5 \times 262.574 \text{ Ton})/(349.623 \text{ Ton}) = 1.127$$

Por lo anterior, se concluye que la conexión denominada Detalle 2, tendrá una resistencia 12.7 % mayor que la fuerza cortante actuante, por lo cual se considera que resulta adecuada con el empleo de tornillos tipo ASTM A490.

La conexión de nombre Unión 3 resulta aceptable, ya que a pesar de que su resistencia se ve sobrepasada por la fuerza cortante última de diseño, el porcentaje excedencia resulta relativamente bajo (apenas del 2.53 %).

IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO

A. Conclusiones sobre el cálculo de las cargas de viento

Se revisaron las cargas del viento que se obtienen como resultado de la aplicación de las normas mexicanas establecidas en el *Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Viento* (Referencia 11), las *Normas Británicas* (Referencia 2) y el *Eurocódigo 2005* (Referencia 5).

En la gráfica de la figura 9.1 se puede observar la diferencia entre las magnitudes de las fuerzas que se obtienen con la aplicación de las normas antes citadas; prácticamente en todas las alturas las cargas resultantes de la aplicación de las normas nacionales, resultan superiores a los obtenidos con los otros dos códigos. Es conveniente comentar que las acciones estimadas son debidas a la acción del viento actuando con un ángulo de ataque de 45°.

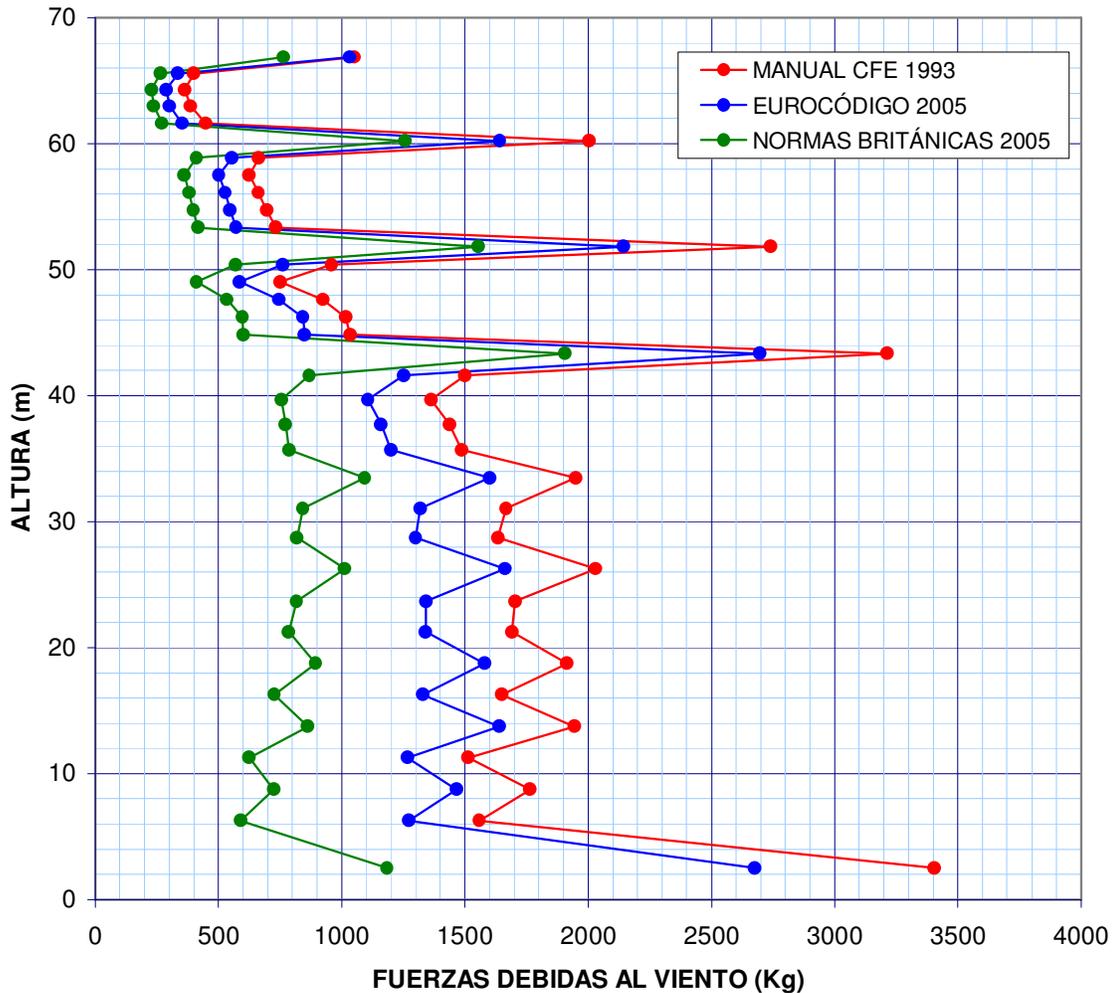


Figura 9.1. Variación de las cargas del viento con la altura (ángulo de ataque de 45°).

CAPÍTULO IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO

La diferencia entre las tres metodologías estudiadas en el presente estudio, se debe fundamentalmente a la estimación de la *presión actuante de diseño* que se obtiene con cada una de ellas; las calculadas con el empleo del *Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Viento (Referencia 1)*, resultan ser considerablemente superiores (ver figura 9.2).

Lo anterior se debe a que las velocidades del viento definidas para intervalos de promediación pequeños, resultan ser siempre mayores a las definidas para intervalos de promediación mayores; en el *Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Viento*, se consideran intervalos de promediación de 3 segundos, mientras que en las Normas Británicas y en el Eurocódigo consideran intervalos de 10 minutos.

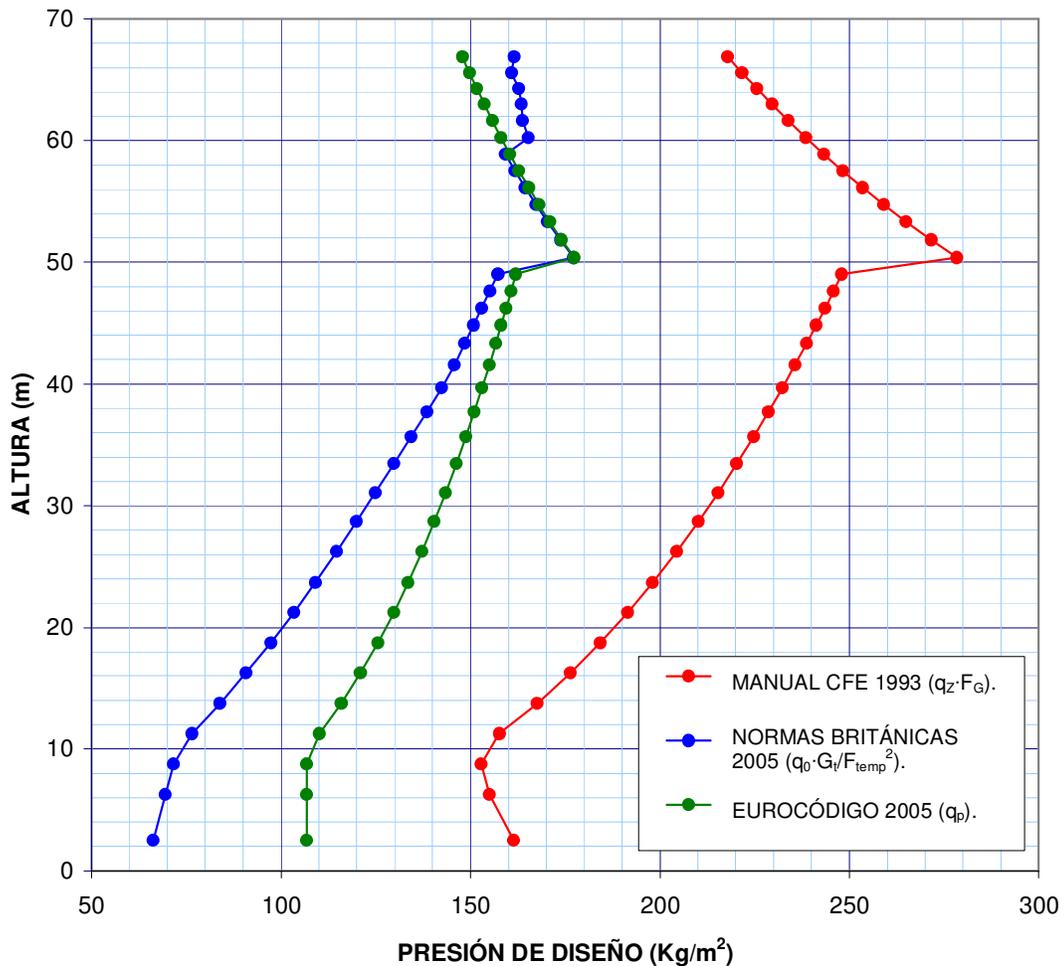


Figura 9.2. Presión de diseño calculada con el uso de las tres metodologías estudiadas.

Adicionalmente, es conveniente mencionar que las *Normas Británicas (Referencia 2)* consideran un factor de incremento por dirección del viento y un factor de reducción por efectos de temperatura mínima, éste último hace que las cargas obtenidas con estas normas sean las de menor magnitud; el *Eurocódigo 2005 (Referencia 5)*, considera un factor de reducción de la resistencia axial de los miembros, para tomar en cuenta los efectos de la esbeltez de la estructura (factor de efecto de fondo).

CAPÍTULO IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO

En la gráfica de la figura 9.3, se pueden observar las cargas generadas con ángulos de ataque del viento de 0° , 90° y 45° ; este último resulta ser el más desfavorable, debido al hecho de que las áreas expuestas en dicha dirección, son mayores que las obtenidas para los otros ángulos. Los resultados mostrados en la figura 9.4, corresponden a las acciones obtenidas con el empleo de la *Referencia 11*.

Como conclusión podemos mencionar que resulta recomendable estimar las cargas debidas a la acción del viento para un ángulo de ataque de 45° , medido con respecto al eje de la línea, ya que dicho caso resulta ser siempre el más desfavorable.

Además, es conveniente emplear el Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Viento (Referencia 1), ya que proporciona las cargas más críticas debidas a la acción del viento, con lo cual se garantiza estar siempre del lado de la seguridad en el diseño de torres con celosías para transmisión de energía eléctrica.

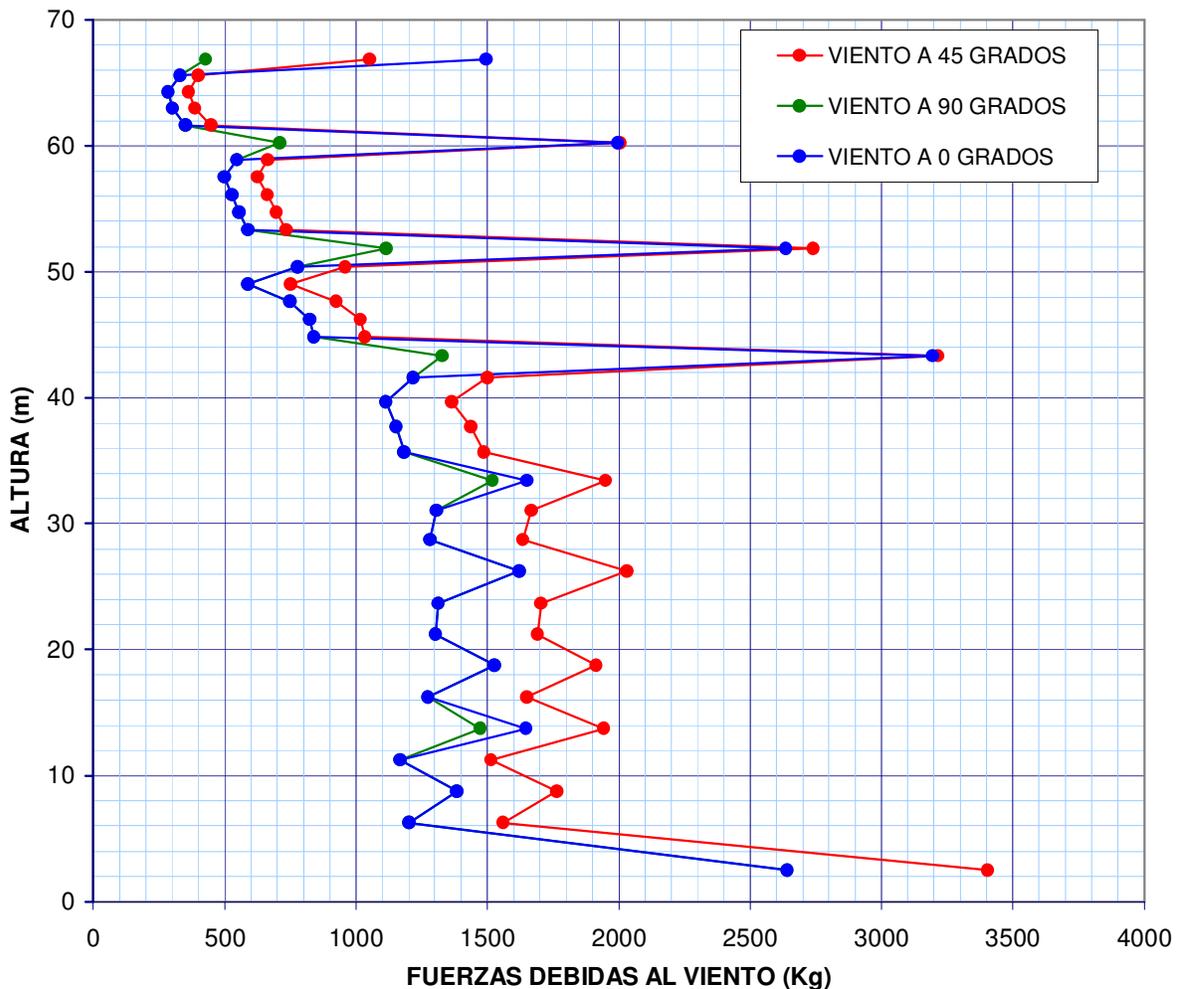


Figura 9.3. Cargas estimadas para ángulos de ataque del viento de 0° , 90° y 45° , con el uso del Manual de Diseño por Viento de la CFE.

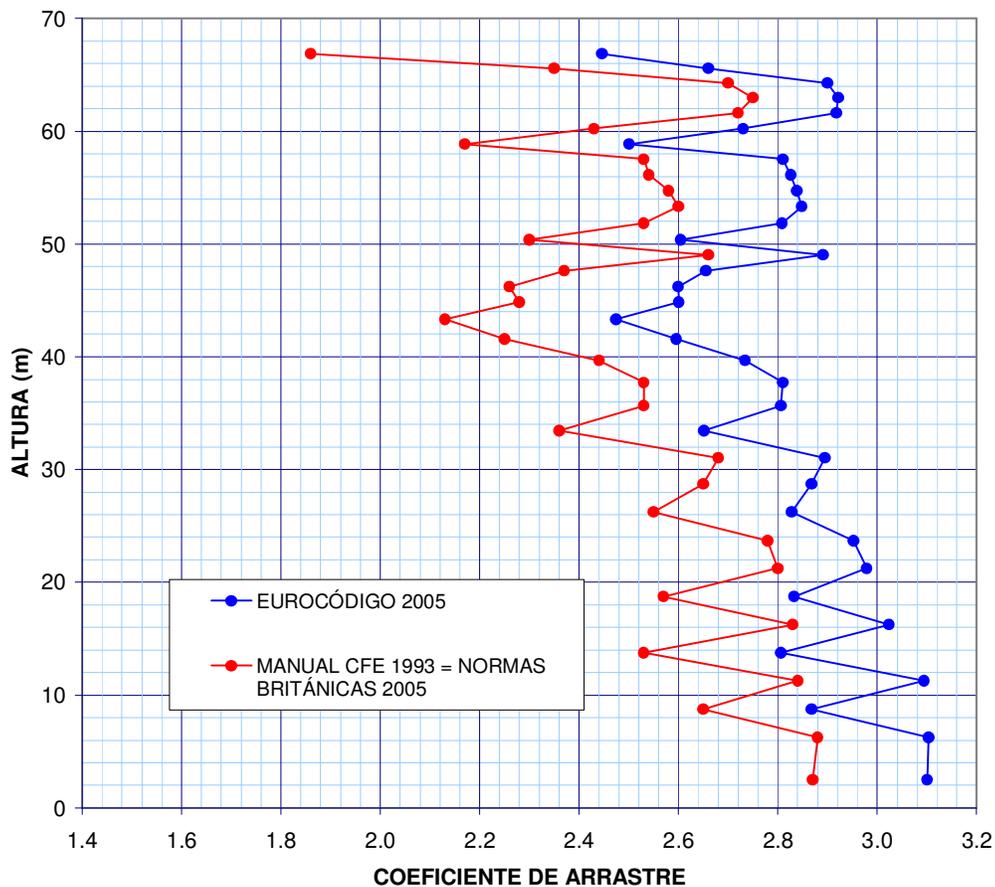


Figura 9.4. Coeficientes de arrastre calculados por medio de las tres metodologías estudiadas.

B. Método de análisis recomendado

Los resultados obtenidos muestran que para la porción de la línea de transmisión de energía eléctrica analizada, el efecto de considerar un análisis no lineal en vez de un análisis lineal, no proporciona resultados que difieran en gran magnitud.

Esta conclusión se obtuvo debido a que en las respuestas obtenidas en el estudio realizado se observó que las traslaciones y rotaciones en la base, los desplazamientos en la parte alta de las torres, las cargas axiales sobre los miembros (compresión y tensión) y la revisión del diseño de los mismos, no sufren cambios significativos al emplear un método de análisis u otro.

Sin embargo, siempre será conveniente emplear un análisis no lineal, ya que a pesar de que los resultados no difieren sustancialmente con respecto al análisis tipo lineal (las variaciones máximas encontradas oscilan alrededor de 7%), las mayores respuestas siempre se presentan para el primer caso, resultado constante en todos los modelos de ruptura de cables efectuados; cabe mencionar que para el estudio llevado a cabo se modeló la ruptura de cada uno de los seis cables conductores y los dos hilos de guarda (sólo la falla de uno a la vez), y los resultados presentados corresponden sólo al caso más desfavorable.

CAPÍTULO IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO

Además habría que considerar la posibilidad, aun cuando sea escasa, de que más de un sólo cable o hilo de guarda falle en un mismo instante de tiempo, en cuyo caso los efectos geométricos de un análisis no lineal (efecto $P\cdot\delta$, ver apartado 7.6) podrían resultar mucho más importantes de los aquí presentados, con respecto a un simple análisis lineal.

C. Otras recomendaciones

1. Las líneas de transmisión deben estudiarse con modelos que incluyan la interacción entre las estructuras de soporte y los cables, ya que la torre de transmisión como una estructura aislada, presenta la desventaja de no tomar en cuenta los efectos dinámicos de la vibración de los cables y ruptura de los mismos, los cuales tienden a generar cargas de impacto sobre las crucetas.

Las normas de diseño incluyen la posibilidad de la ruptura de cables, sin embargo, la consideran como cargas puramente estáticas. En realidad, el efecto de la ruptura genera cargas longitudinales de choque que se propagan a lo largo del cable (cargas dinámicas), y se transfieren a las torres de soporte por medio de las cadenas de aisladores.

La importancia de la recomendación antes descrita resulta evidente al revisar el diseño, ya que en una primera revisión las torres se consideraron como estructuras aisladas, y las secciones de sus miembros se ajustaron para que todas resultaran adecuados por capacidad axial; sin embargo, en una segunda revisión con un modelo de la porción completa de la línea, incluyendo la simulación de la ruptura del cable, se obtuvo como resultado que más de 150 miembros de una sola torre de soporte resultaron escasos.

2. También deberá modelarse las torres tomando en cuenta las condiciones de cimentación, incluyendo los efectos de compresibilidad del suelo sobre el cual se desplantarán, lo cual define sus características de rigidez a flexión; lo anterior al revisar los resultados para la torre desplantada en terreno de baja capacidad, en la cual los desplazamientos en su parte alta resultaron del orden de un 46 % superiores a los obtenidos para la torre cimentada en suelo de alta capacidad (85cm contra 45cm de desplazamiento en la dirección perpendicular a la línea); es decir, la segunda resulta ser más rígida ante efectos de flexión.

En conclusión, las condiciones de cimentación definen la rigidez a la flexión global y las condiciones de estabilidad de este tipo de estructuras; en el apartado 8.5 se concluyó que las condiciones de apoyo de las torres de soporte, no influyen significativamente en lo referente a la rigidez a la torsión de las mismas.

3. Se revisaron todas las posibilidades de ruptura de los cables ubicados entre ambas torres, para lo cual se analizaron ocho modelos, en cada uno de los cuales se hizo fallar un sólo cable a la vez, con la finalidad de localizar la condición de ruptura más desfavorable. Como conclusión de dichos análisis, se establece que la ruptura de uno de los cables de la primera cruceta resulta ser el caso crítico.

Lo anterior se debe a que las diagonales ubicadas a la altura de dicha cruceta, tienen longitudes mayores de la que tienen las que se encuentran a la altura de la segunda, tercera y cuarta cruceta; lo anterior provoca que los primeros sean más susceptibles a sufrir pandeo al presentarse los efectos de torsión originados por la ruptura de los cables.

CAPÍTULO IX. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO

4. Como conclusión del cálculo de los factores de amplificación dinámica para los miembros diagonales de las torres, se puede establecer que éstos se incrementan conforme la ubicación del miembro en estudio se acerca a la zona de falla del cable. En otras palabras, las diagonales más próximas a la primera cruceta (en el presente estudio éste es el punto de ruptura) presentarán mayores incrementos de carga de tensión, amplificaciones que van de un 80 % en el panel 1, hasta 130 % en la vecindad del punto de falla (panel 17).
5. Las cargas axiales que actúan sobre los miembros diagonales, resultaron mayores en la torre apoyada sobre losa de cimentación y ataguías, que las correspondientes a la torre articulada en su base; mientras que las cargas actuantes sobre los elementos columna siguieron una tendencia opuesta, es decir, resultaron ser mayores para la torre desplantada en terreno de alta capacidad, que los obtenidos para la torre apoyada en terreno de baja capacidad; la última tendencia observada se puede explicar con base en la definición del método de rigideces: $F = K \cdot d$.

Como los desplazamientos lineales de los nodos de la torre articulada en su base, son menores de los que se presentan en la torre apoyada en losa de cimentación y ataguías, se presentan cargas axiales mayores en la primera, debido que su rigidez a la flexión resulta ser mayor.

6. En cuanto a la falla de los elementos columna en la parte inferior de las torres (en los dos primeros paneles), ésta no se presenta como consecuencia de pandeo local o de conjunto (ver resultados del diseño por capacidad axial en apartado 8.7), sino por falla prematura en las conexiones.

De acuerdo con la revisión del diseño por cortante de las conexiones, se llegó a establecer que el número y tamaño de los tornillos resulta adecuado, por lo que ésta no resulta ser la causa de la falla (para el caso presentado en el presente estudio). En el apéndice A, se muestran los resultados de la revisión de las placas, en donde se puede corroborar que la distribución de esfuerzos sobre la zona de agujeros sobrepasa el esfuerzo de fluencia del material; por lo anterior, se puede establecer que la falla prematura en dichas conexiones se debe a la fractura de las placas, lo cual es provocado por la concentración de esfuerzos de gran magnitud en la zona próxima a los agujeros.

Por ello, se recomienda revisar las placas y ángulos de acero para conexión por medio de un análisis con elementos finitos, con la finalidad de definir perfectamente las zonas de concentración de esfuerzos en las mismas, así como las líneas de falla generadas, y con ello establecer los espesores de las placas y los ángulos de conexión más adecuados para cada caso particular.

APÉNDICES

APÉNDICE A. FALLAS PREMATURAS DE LAS COMPONENTES DE LAS TORRES

A.1. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE LOS ÁNGULOS Y PLACAS DE CONEXIÓN

De acuerdo a la información proporcionada por la Comisión Federal de Electricidad, los colapsos observados en las torres de soporte de las líneas de transmisión fueron ocasionados por fallas en las conexiones ubicadas en el primer panel, definido en la figura 7.2. Para las torres estudiadas los resultados mostrados en el apartado 8.7, indicaron que el número de tornillos del proyecto original, resulta adecuado, por lo que la falla en las conexiones seguramente se debe a la ruptura de las placas y ángulos de conexión.

Por ello, surgió la necesidad de analizar estos elementos, con la finalidad de definir su comportamiento ante las solicitaciones de carga definidas.

Se realizó un modelo con elementos finitos, en el cual se incluyeron las placas de acero, los ángulos de conexión y los miembros propios de la torre; se consideró que la interacción entre estos componentes la proporcionan los tornillos de sujeción, los cuales transmiten las fuerzas axiales actuantes de un elemento a otro.

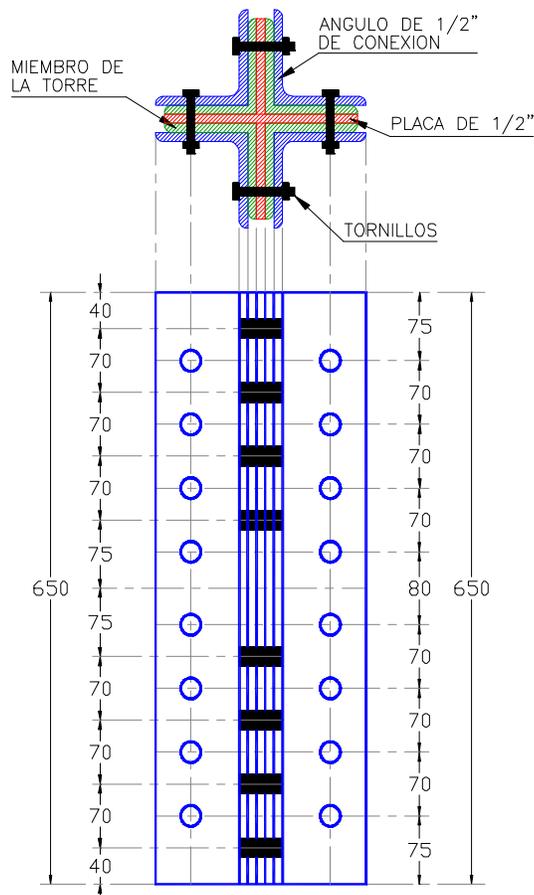


Figura A.1. Detalle la conexión estudiada.

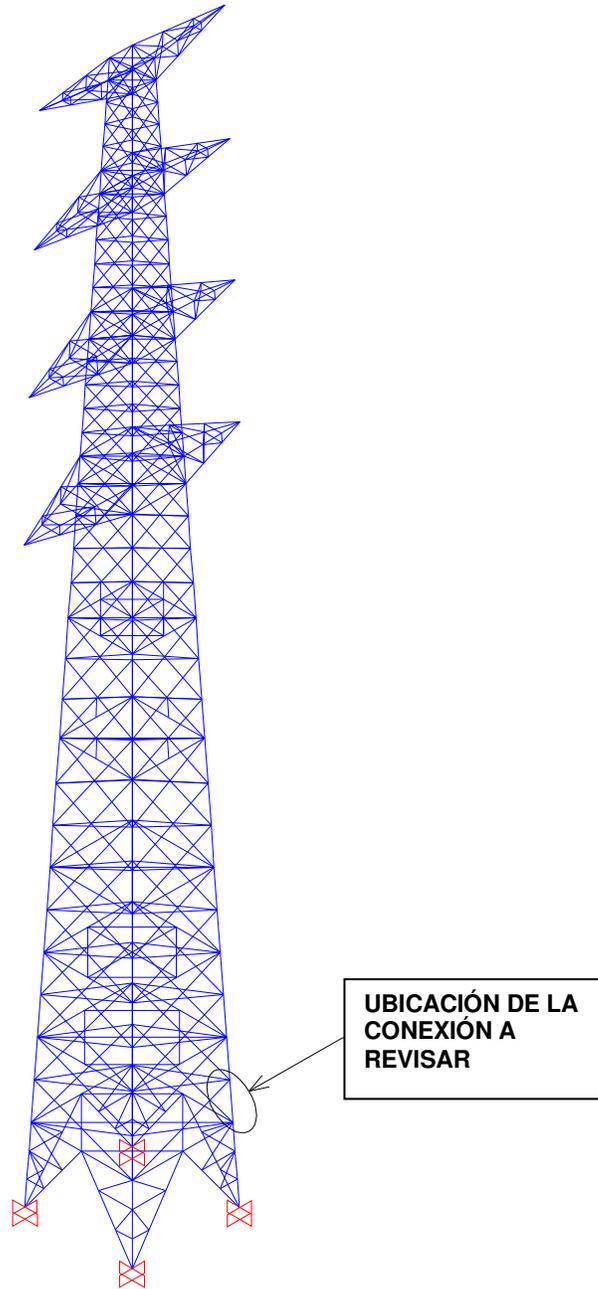


Figura A.2. Conexión analizada con el empleo del método de los elementos finitos.

Las dimensiones del modelo con elementos finitos, se tomaron de las establecidas en el detalle de la figura A.1, y las acciones de análisis de dicha conexión, se tomaron de las correspondientes al tramo de columna que se muestra en la figura A.2. La tensión considerada corresponde a la que se empleó para el análisis del número de tornillos realizado en el apartado 8.1, correspondiente a la torre con base articulada, en cuyo análisis se consideraron efectos geométricos de segundo orden (análisis no lineal).

APÉNDICES

CONSIDERACIONES PARA MODELAR LA CONEXIÓN

La conexión se modeló con el programa SAP2000, a partir de la configuración de las placas, ángulos de conexión y miembros propios de la torre, que se conectan (mediante elementos sólidos), y se consideró que ellos actúan independientemente unos de otros, para lo cual se dejó una holgura de 3 mm entre ellos.

La interacción entre los componentes de la conexión se transmite a través de los tornillos, y se consideró al aplicar cargas de tensión, sobre los agujeros de las placas únicamente; otras fuerzas de igual magnitud se aplicaron sobre los agujeros de los ángulos de conexión y otras fuerzas de tensión, aplicadas sobre los miembros de la torre conectados. Dichas acciones actúan en forma independiente sobre cada uno de las componentes de la conexión.

No fue necesario modelar los tornillos propiamente, sino que con las cargas aplicadas directamente en cada uno de los agujeros de las placas y ángulos, tratando de simular el efecto de dichos elementos; con dicha consideración se realizó el análisis de la conexión con el empleo del programa SAP2000.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

En la figura A.3 se presenta el modelo completo, con elementos finitos sólidos, mientras que en las figuras A.4, A.5 y A.6, se muestran los esfuerzos máximos que se generan en la placa de conexión, los ángulos de conexión y en los perfiles que componen la columna de la torre, respectivamente.

Los resultados mostrados en las figuras A.4, A.5 y A.6, para las placas, los ángulos de conexión y los miembros de la torre, presentan concentraciones de esfuerzos elevadas en la zona central de las placas, en los puntos próximos a la ubicación de los agujeros; sus valores resultaron superiores al esfuerzo de fluencia del acero de las placas y ángulos de conexión, que según el proyecto original, fue igual a $F_y=2,530 \text{ Kg/cm}^2$ correspondiente al acero estructural tipo A-36. Además, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias del RCDF-2004 (Referencia 1), el esfuerzo mínimo de ruptura en tensión para el acero A-36, puede considerarse entre 4,080 y 5,650 Kg/cm^2 .

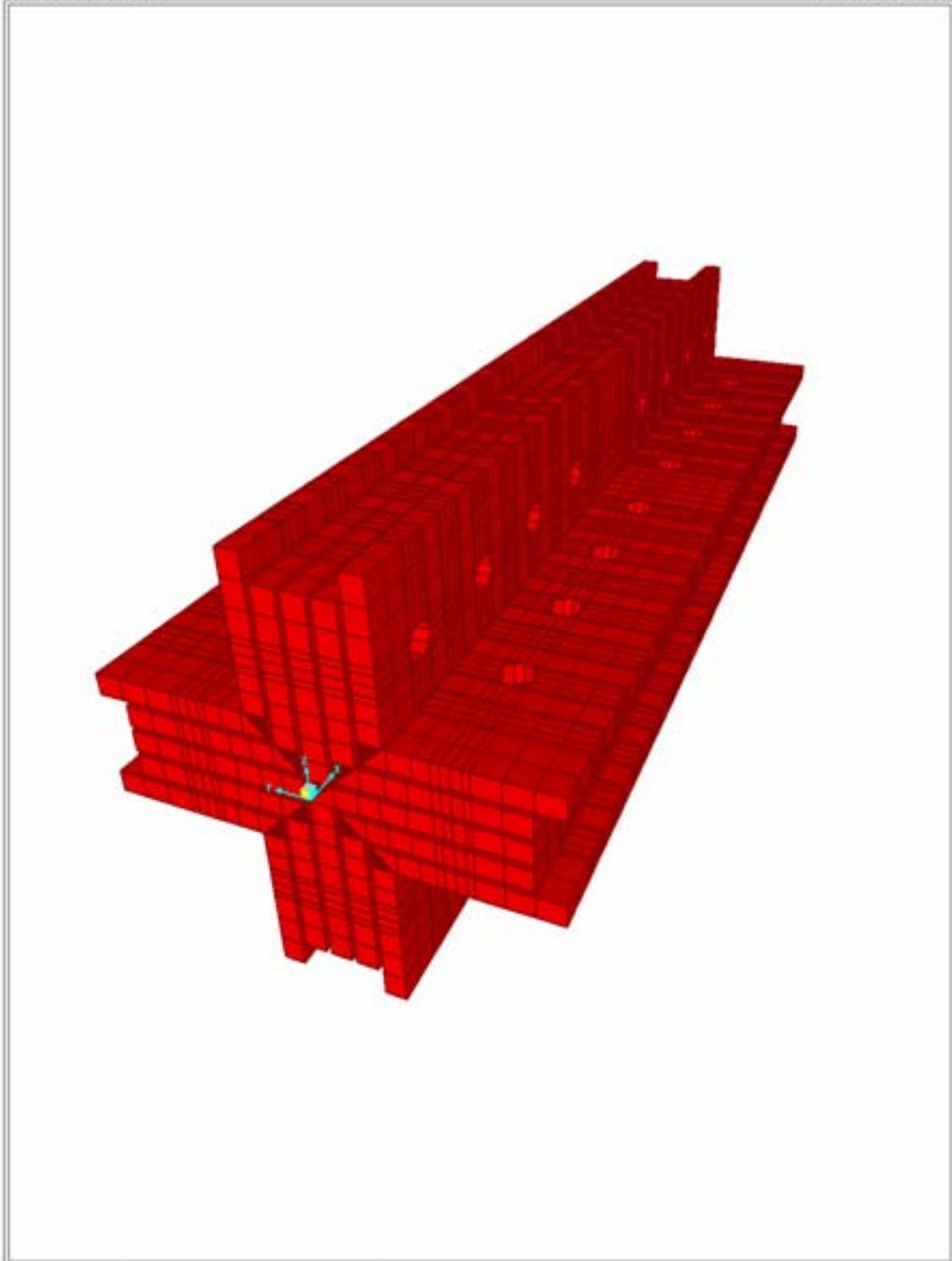
Cabe mencionar que para las placas de conexión se llegan a alcanzar esfuerzos máximos de tensión entre 5,500 y 7,700 Kg/cm^2 , en la periferia de los agujeros; mientras que en los ángulos de conexión se llegan a alcanzar magnitudes entre 6,600 y 8,800 Kg/cm^2 , alrededor de los agujeros; estos esfuerzos provocarán el desgarre de dichos elementos, falla que se propagará hasta generar una línea de ruptura.

Una recomendación especial mencionada en la *Referencia 8*, indica la conveniencia de que las placas de conexión sean del mismo espesor, del correspondiente al miembro al que conectan; la condición previa sí se cumple en el diseño analizado.

Los resultados obtenidos muestran que es importante dedicar especial atención a la revisión del comportamiento de las placas y ángulos de conexión, para evitar su falla, la que provocaría el colapso prematuro de las torres de soporte de las líneas de transmisión de energía eléctrica.

SAP2000

8/20/08 16:32:30



SAP2000 v10.0.1 - File:UNION 1 - 3-D View - Kgf, cm, C Units

Figura A.3. Modelo completo con elementos finitos sólidos de la conexión en estudio.

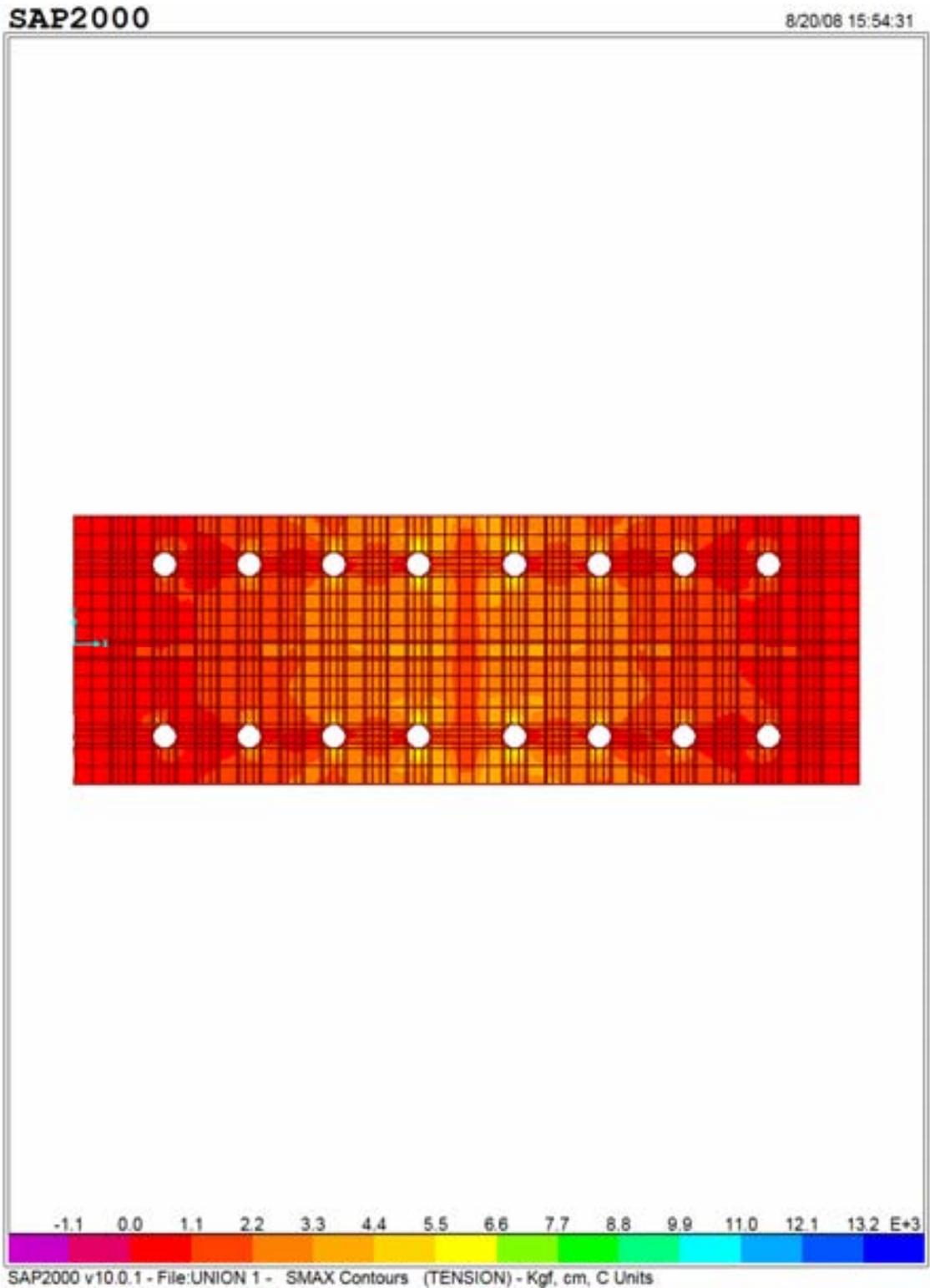


Figura A.4. Resultado del análisis: Esfuerzos máximos de tensión que se generan sobre las placas de conexión.

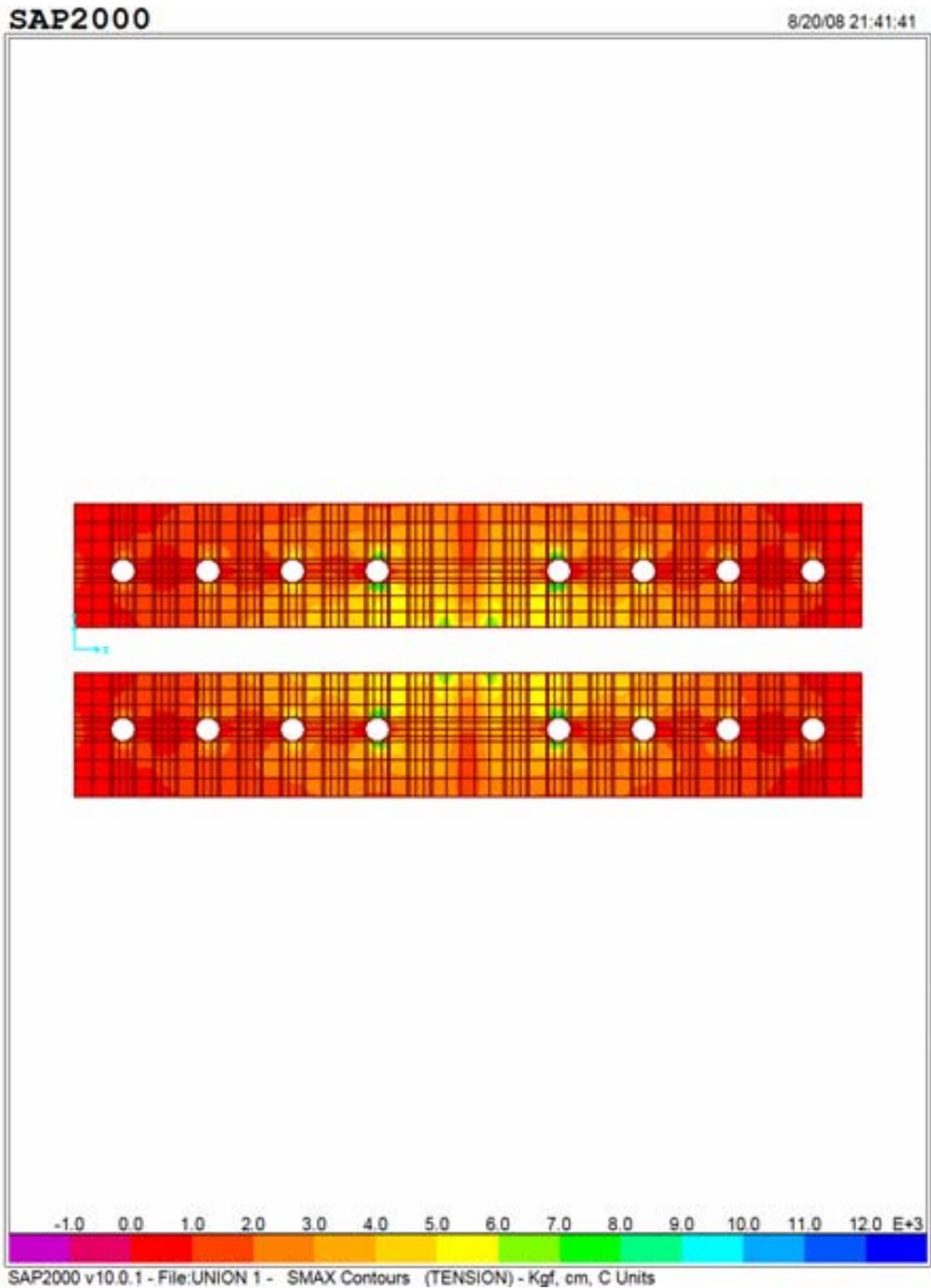


Figura A.5. Resultado del análisis: Esfuerzos máximos de tensión que se generan sobre los ángulos de conexión.

APÉNDICES

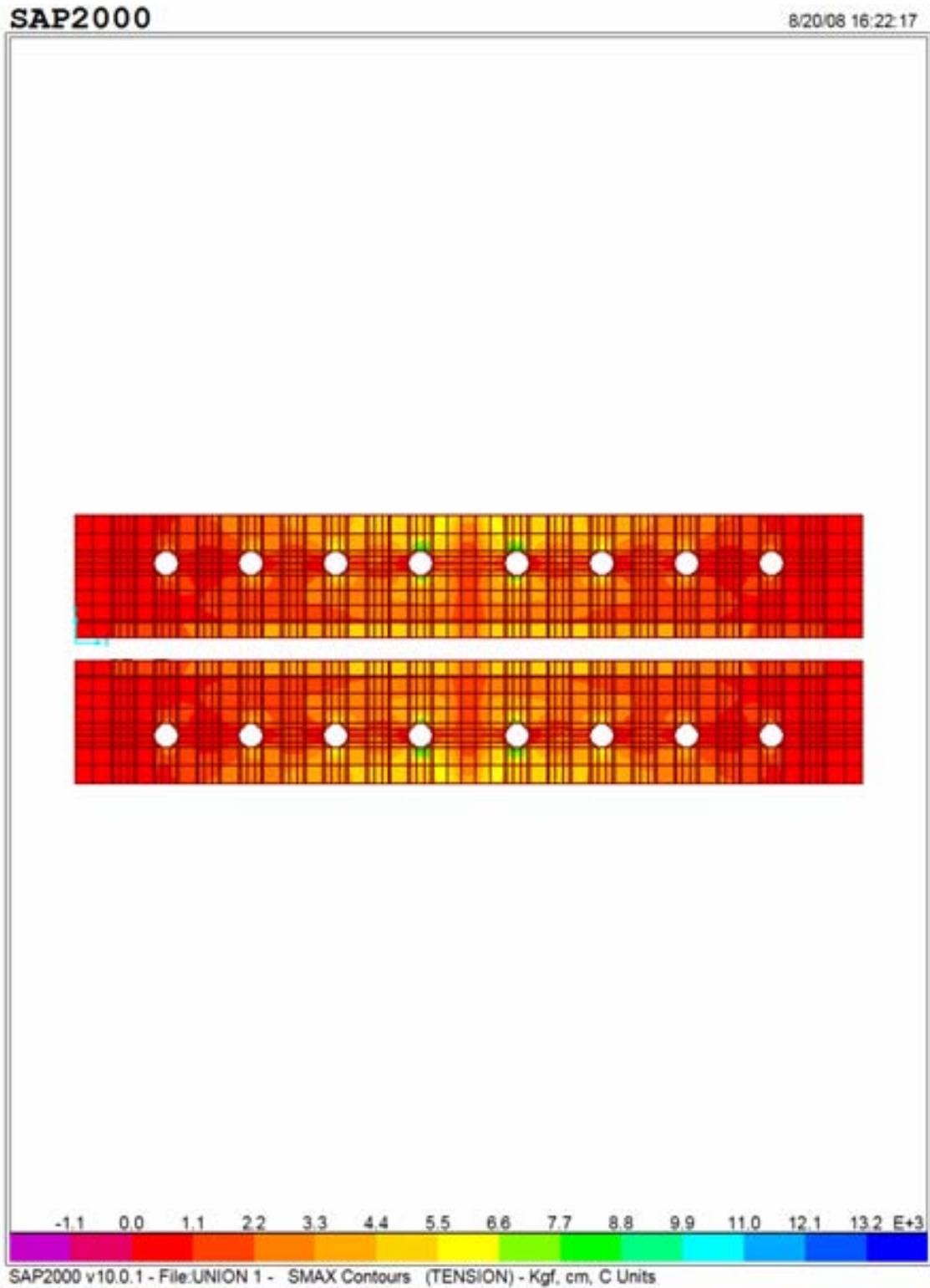


Figura A.6. Resultado del análisis: Esfuerzos máximos de tensión que se generan sobre los miembros de las torres.

APÉNDICES

A.2. MODELO DE ELEMENTOS FINITOS DE LOS GANCHOS DE UNIÓN DE LOS AISLADORES A LAS CRUCETAS DE LAS TORRES

Las acciones que se producen sobre los cables flexibles de las líneas aéreas de transmisión de energía eléctrica, tienden a generar su ruptura por efectos de fatiga; tales rupturas se presentan en los puntos de sujeción de los cables a las crucetas de las torres.

Por ello, resulta indispensable revisar el comportamiento de los herrajes que se emplean para conectar los cables a las crucetas, conocidos como ganchos "Y". Se consideraron dos secciones, cuyas características geométricas y propiedades mecánicas se tomaron de las especificaciones proporcionadas en la *Referencia 23*; las secciones analizadas se muestran en la figura A.7.

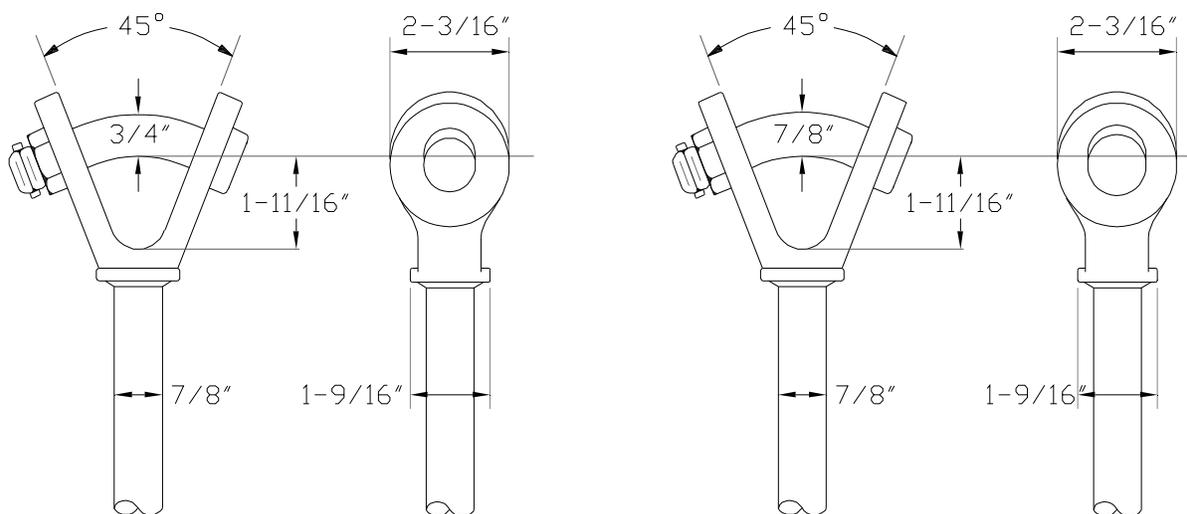


Figura A.7. Secciones de los ganchos "Y" analizados (Referencia 23).

CONSIDERACIONES PARA MODELAR LOS GACHOS "Y"

Las secciones se modelaron con elementos finitos sólidos, con las siguientes propiedades mecánicas, correspondientes a cobre de alta resistencia:

- a) Masa por unidad de volumen: 8.920 Ton/m^3 .
- b) Módulo de elasticidad: $1,121,304.8 \text{ Ton/m}^2$.
- c) Relación de Poisson: 0.345 .
- d) Coeficiente de expansión térmica: $1.70 \times 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$.
- e) Módulo de elasticidad al cortante: $416,841.90 \text{ Ton/m}^2$.

APÉNDICES

En el modelo, se excluyó la configuración de las tuercas que se muestran en el extremo izquierdo de las secciones y la cabeza de los ganchos mostrada en el extremo derecho, debido a que la finalidad del análisis fue establecer el estado de esfuerzos en la zona central del cuerpo de los ganchos, que es la zona en que se consideró posible la falla.

Las dos secciones modeladas tienen las siguientes resistencias últimas a tensión:

a) Sección "Y" con elemento de soporte de 3/4" de diámetro: 13,608 Kg.

b) Sección "Y" con elemento de soporte de 7/8" de diámetro: 22,680 Kg.

La fuerza de tensión actuante para el análisis, proviene de la combinación de cargas que incluye el peso propio del cable, los herrajes y la cadena de aisladores, adicionalmente se consideró un factor de impacto de 1.33, por ser una carga súbita que se presenta en un intervalo de tiempo muy corto.

RESULTADOS DEL ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

En las figuras A.8 y A.9 se presentan los resultados correspondientes a los esfuerzos máximos que se generan en la sección "Y" con gancho de 3/4" y la sección "Y" con gancho de 7/8" de diámetro, respectivamente.

Con base en los resultados del análisis, se observa que se presentan elevadas concentraciones de esfuerzos en el punto de soporte de los ganchos (modelado como apoyo articulado), en esa zona central se presentan esfuerzos máximos entre 1,750 a 3,500 Kg/cm², para el gancho de 3/4" de diámetro, mientras que para el de 7/8", se generaron esfuerzos máximos comprendidos entre 1,400 a 2,100 Kg/cm². Los esfuerzos mayores se presentan en la zona central del gancho que tiene menor área de sección transversal (el de 3/4" de diámetro).

La concentración de esfuerzos antes citada, se localiza en una pequeña área, por ello, la ruptura del elemento se iniciará con pequeñas fisuras que originan una línea de inestabilidad en el material, que se propagará hasta culminar con la fractura total de la sección, debido a que la carga no dejará de actuar antes de alcanzarse la falla total.

En conclusión, este tipo de elementos resultan sumamente vulnerables a la acción de fuerzas repetidas (fatiga), provocadas por vibraciones de los cables debidas a la acción del viento; se considera que el desprendimiento de los cables, se origina por la ruptura de los ganchos de soporte, en su zona central.

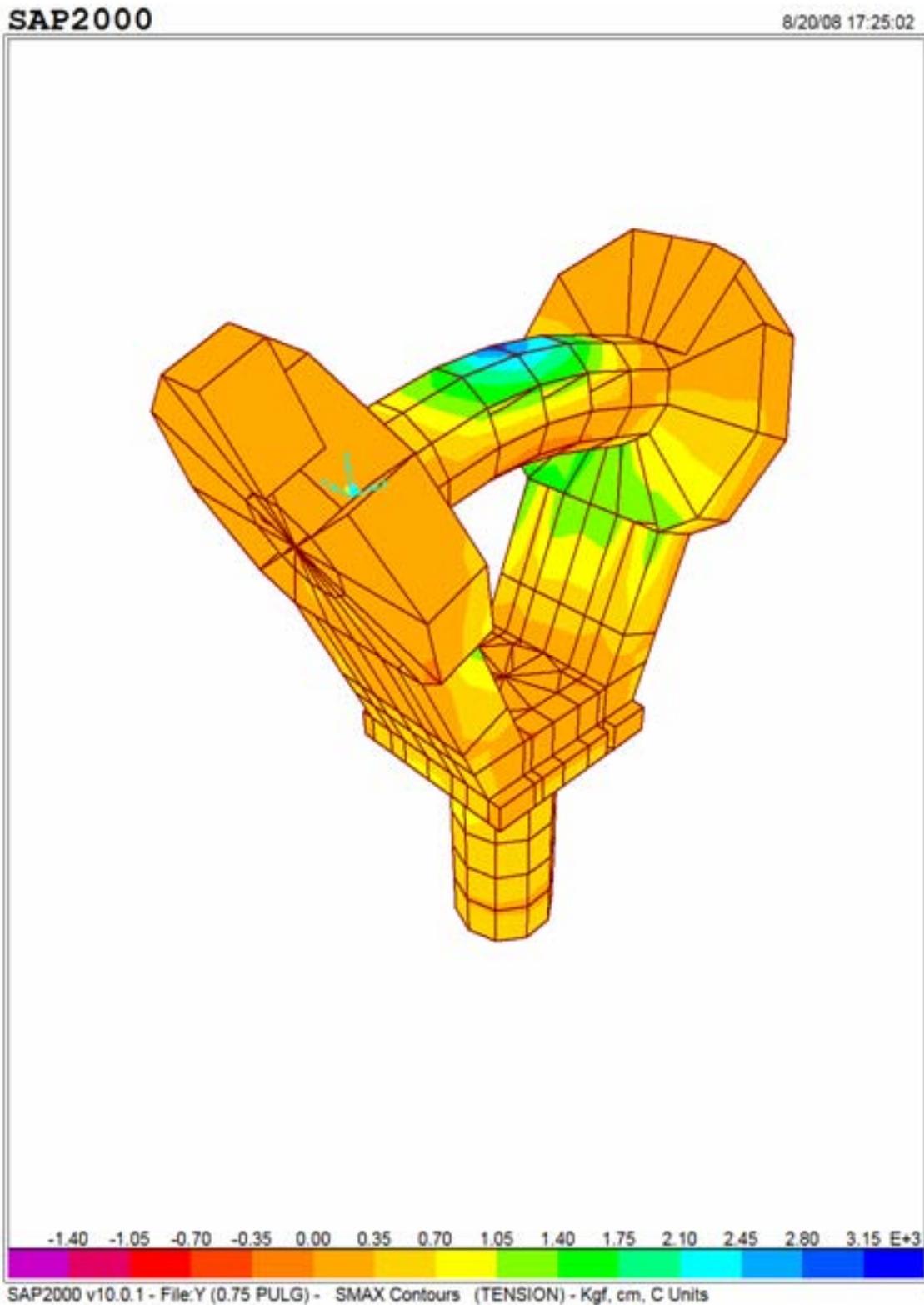


Figura A.8. Resultados del análisis del gancho “Y” de 3/4” de diámetro (Esfuerzos Máximos).

SAP2000

8/20/08 17:29:11

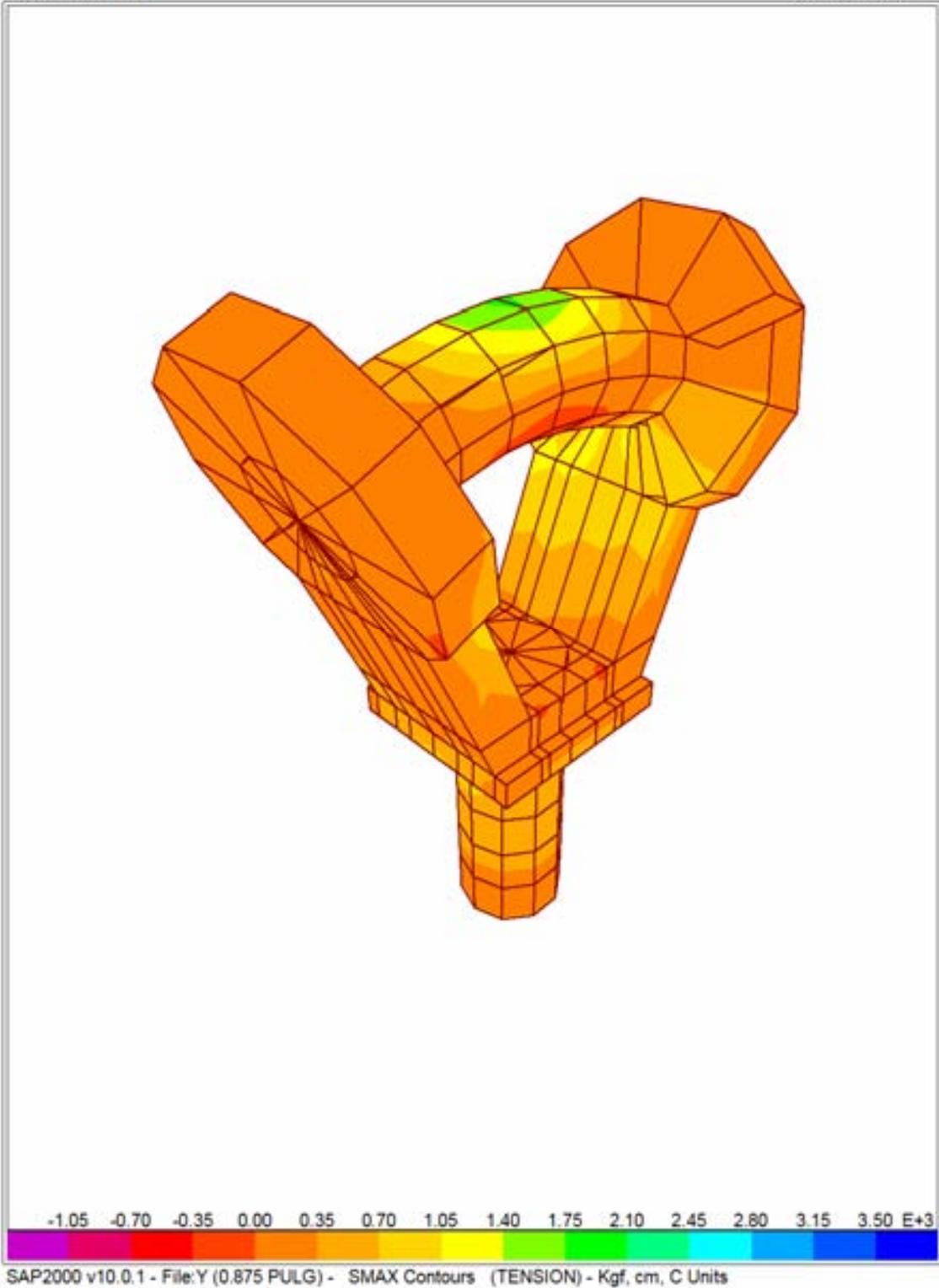


Figura A.9. Resultados del análisis del gancho “Y” de 7/8” de diámetro (Esfuerzos Máximos).

APÉNDICE B. EFECTOS EÓLICOS EN LOS CABLES DE LAS TORRES DE TRANSMISIÓN

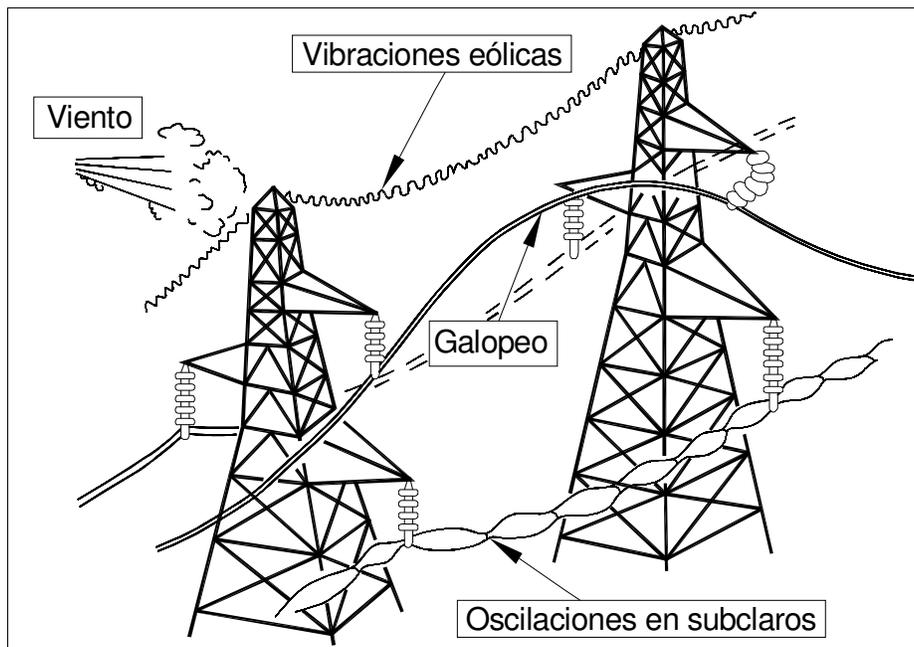
MOVIMIENTOS DE LOS CABLES DEBIDOS A LA ACCIÓN DEL VIENTO

La geometría de las torres de soporte de una línea de transmisión y su diseño, las hacen estructuras altamente flexibles y puesto a que están sometidas en forma continua, a lo largo de su vida de servicio, a la acción de cargas debidas a la acción del viento, son altamente susceptibles a los efectos de los movimientos cíclicos sostenidos de los cables, los cuales generan sobre los cables flexibles, la aparición de efectos de vibraciones eólicas, galopeo y oscilaciones sobre los subclaros, fenómenos que se muestran en forma esquemática en la figura B.1 (*Referencia 8*).

Las vibraciones eólicas tienen su origen en la acción de fuerzas de viento variables en intervalos de tiempo relativamente cortos, debido a que se presenta una diferencia de presiones, asociada a la formación de pequeños vórtices en el área detrás del cable. Lo más notable de las vibraciones eólicas, es que inducen movimientos fluctuantes de alta frecuencia (muchos ciclos por intervalo de tiempo) y baja amplitud; además, se suelen presentar principalmente en la dirección vertical del cable (*Referencia 25*).

El origen de la aparición del galopeo en los cables de las líneas de transmisión, está asociado a fuerzas verticales que provocan que dichos elementos se levanten, debido a la acción del viento sobre un cable.

Las oscilaciones sobre los subclaros se presentan por los efectos de fuerzas de viento sobre los conductores, las cuales actúan en las zonas en barlovento y su contraparte en sotavento.



B.1. Movimientos inducidos por el viento al actuar sobre los cables (*Referencia 8*).

EFFECTOS DEL MOVIMIENTO DE LOS CABLES

Los movimientos de los cables inducidos por el viento en las zonas altas de las líneas de transmisión, propician la fatiga de dichos elementos flexibles (cargas cíclicas repetidas) y posteriormente la falla de los mismos; lo anterior constituye uno de los problemas más serios para las dependencias gubernamentales encargadas de mantener las líneas de transmisión en correcto estado de funcionamiento, con la finalidad de evitar la interrupción del servicio de energía eléctrica y su correspondiente efecto económico.

Cabe mencionar que de acuerdo a la información de fallas que han ocurrido en líneas aéreas, se ha podido observar que las fracturas de cables provocadas por el viento, generalmente se presentan en los puntos en los cuales los cables llegan a conectarse a las torres de soporte (*Referencia 8*).

El intervalo de frecuencias que inducen los movimientos de los cables, descritos en el apartado anterior, son los siguientes: a) vibración eólica, de 3 a 150 Hz; b) oscilación en los subclaros, de 0.15 a 10 Hz; y c) galopeo, de 0.08 a 3 Hz. De los tres tipos de movimientos que pueden presentarse en los conductores, el galopeo es el fenómeno que causa mayores daños estructurales.

Los movimientos inducidos por el viento pueden causar problemas de vibración en la estructura completa o en los miembros individuales; este tipo de vibraciones pueden iniciarse por la aparición de vórtices de Bennard, los cuales inducen fuerzas alternantes hacia arriba y abajo en un cable circular colocado en un fluido con turbulencia baja, similar a la que se presenta en un terreno plano y sin obstrucciones, la cual se presenta una vez que la velocidad del viento sobrepasa el límite del régimen laminar, y se originan fluctuaciones en la velocidad del viento en intervalos cortos de tiempo (*Referencia 25*).

Los vórtices inducen sobre el cuerpo fuerzas transversales periódicas, susceptibles de generar una amplificación excesiva de la respuesta dinámica. El fenómeno que se acaba de describir, es peligroso debido a que origina la fatiga de los componentes de la línea, sobre todo en los que se ubican en la vecindad de los puntos de fijación de los cables a la torres (*Referencia 11*).

De acuerdo a lo consultado en la *Referencia 25*, la vibración se inicia cuando la frecuencia de los vórtices corresponde a la frecuencia natural de vibración de la estructura completa o de los miembros individuales. La siguiente expresión se puede aplicar para calcular la velocidad crítica del viento en el vórtice, para la cual se inicia la vibración:

$$V_{cr} = \frac{f \cdot s}{Str}$$

En donde:

f = Frecuencia natural de vibración del miembro individual o de la estructura completa, en Hz.

s = Dimensión de la estructura o miembro individual en la dirección del viento, en m.

Str = Número de Strouhal (depende de la forma de la estructura), adimensional.

APÉNDICES

Por otra parte, con el fin de definir el nivel en la demanda de carga (por el efecto de amplificación dinámica) sobre los cables y establecer la posibilidad de instalar aditamentos que tiendan a mejorar su comportamiento dinámico, y así abatir los costos de mantenimiento y reparación de una línea de alta tensión, es necesario establecer modelos para simular dicho comportamiento. Por lo general, se emplean dos métodos para evaluar la vibración eólica de los cables flexibles:

- a) Evaluación de la energía, en el dominio de las frecuencias.
- b) Modelo con elementos finitos, con evaluación en el dominio del tiempo.

EFFECTOS DE LA SEPARACIÓN DE VÓRTICES

En la *Referencia 8* se establece que el efecto del movimiento de un cable ante la acción del viento, puede analizarse mediante un cilindro circular liso sobre el cual el viento fluye (ver figura B.2). La iniciación de la separación de los vórtices depende del valor del *número de Reynolds*:

$$R_e = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

En donde:

V = Velocidad del flujo de viento, en m/s.

D = Diámetro del cable, en m.

ν = Viscosidad cinemática, en m^2/s .

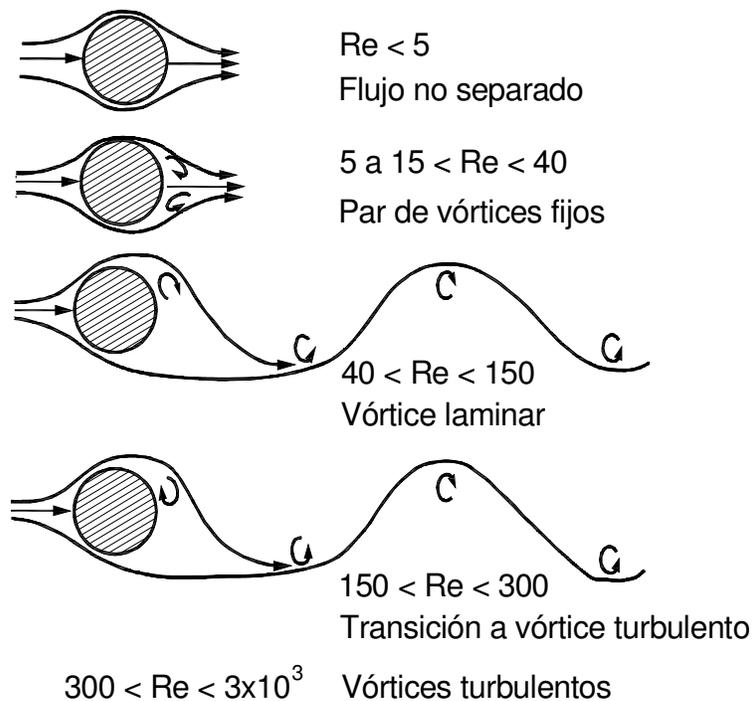


Figura B.2. Comportamiento del flujo alrededor de un cilindro circular (Referencia 8).

APÉNDICES

Cuando $R_e > 40$, los vórtices se vuelven inestables, el vórtice mayor A, alcanza una circulación alta y genera la aparición de un vórtice opuesto, en la estela detrás del cuerpo (ver figura B.3a); el vórtice A sigue la dirección de las manecillas del reloj, mientras que el vórtice B presenta dirección contraria a la anterior. Por el efecto de signo opuesto, se anulará la fuerza generada por el vórtice A, debido a la separación de su capa límite. Después de separación del vórtice A, un nuevo vórtice C se presenta a un costado del cilindro.

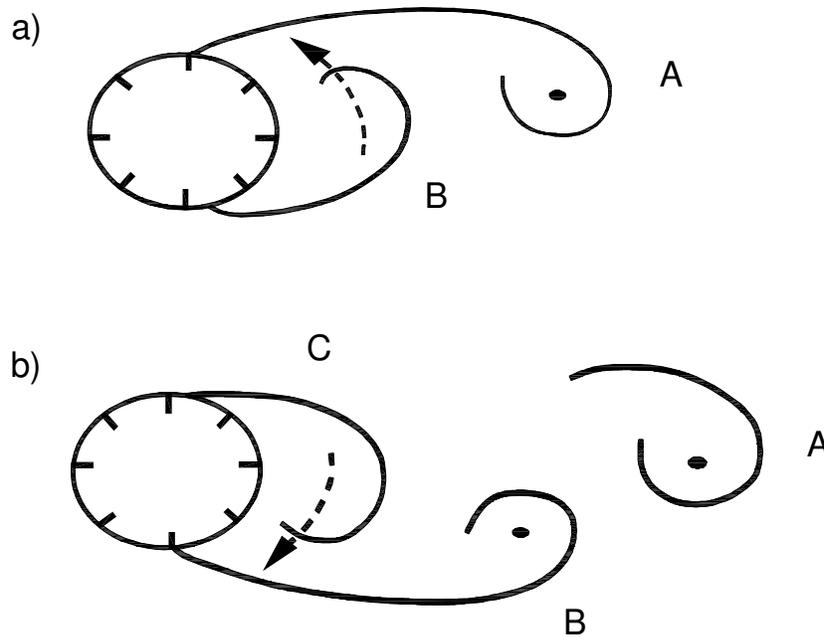


Figura B.3. Separación de vórtices (Referencia 8).

Estos movimientos se deberán considerar para prevenir las posibles rupturas de los cables, provocadas por la acción inducida por el viento. De presentarse dichas fallas, ellas pueden ser causa de posibles colapsos prematuros en las crucetas de las torres de soporte.

Para prevenir el desprendimiento de los cables, existen mecanismos amortiguadores del movimiento; los más comúnmente empleados son los *amortiguadores Stokbridge*, los cuales tienen la finalidad de modificar las frecuencias críticas de los cables.



REFERENCIAS:

1. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal; Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal; México, D. F.; Octubre, 2004.
2. British Standard; Guide to: "Loading and Strength of Overhead Transmission Lines"; 2005.
3. De Buen López de Heredia, Oscar; "Diseño de Estructuras de Acero - Miembros en Compresión (la Columna Aislada)"; Fundación ICA; México, D.F.; 1999.
4. De Buen López de Heredia, Oscar; "Diseño de Estructuras de Acero - Miembros en Tensión"; Fundación ICA; México, D.F.; 2000.
5. European Committee for Standardization; "Eurocode 1: Actions on Structures; Part 1-4: General Actions-Wind Actions"; April, 2005.
6. Electrotecnia: Curso elemental, H. Huvscher, Editorial Reverte, Barcelona, 1987. Sitio de Internet: www.electrini_inc.com.
7. Franklin, James L.; Black, Michael L.; Valde, Cristal; "Eyewall Wind Profiles in Hurricanes Determined By GPS Dropwindsondes"; National Hurricane Center; April 2000; www.nhc.noaa.gov.
8. García Rojas, Jesús Said; "Comparación del Diseño Probabilista de Torres de Transmisión, con su Diseño con base en Seguridad"; Tesis de Maestría; UNAM, 2006.
9. Holmes, John D.; "Wind Loading of Structures"; Taylor (2001).
10. Howes, H. y Dampsey, D.; "Review of Recent Australian Transmission Line Failures Due to High Intensity Winds"; Workshop on High Intensity Winds on Transmission Lines; Buenos Aires, Argentina.
11. Instituto de Investigaciones Eléctricas; "Manual de Diseño de Obras Civiles - Diseño por Viento"; CFE; Cuernavaca, Morelos; 1993.
12. Instituto de Investigaciones Eléctricas; "Manual de Diseño de Obras Civiles - Estructuras para Transmisión de Energía Eléctrica"; CFE; Cuernavaca, Morelos; 1983.
13. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C.; "Manual de Construcción en Acero - Diseño por Esfuerzos Permisibles"; 4a. Edición; México, D.F.; Editorial LIMUSA; 2005.
14. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI); www.inegi.gob.mx; 2007.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA (ESTRUCTURAS)

15. Kim, Jongdae; Hangan, Horia; "Numerical Simulations of Impinging Jets with Application to Downbursts"; Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics; April, 2007.
16. Luz y Fuerza del Centro; Datos del proyecto: "Diseño de una torre tipo 68T10 para una línea de 400 KV"; México, D.F.; Mayo, 2006.
17. McClure, G.; Lapointe M.; "Modeling the Structural Dynamic Response of Overhead Transmission Lines".
18. McCormac, Jack C., "Diseño de Estructuras de Acero - Método LRFD"; 2a. Edición; México, D.F.; Editorial Alfaomega; 2005.
19. Meseguer, J., Sanz, A., Perales, J. M., Pintado, S.; "Aerodinámica Civil: Cargas de viento en las Edificaciones"; McGraw-Hill; Madrid, España, 2001
20. Rodríguez Cuevas, Neftalí; "Aplicación de la Estadística de Extremos a la Determinación de Velocidades del Viento para Diseños Estructurales"; Instituto de Ingeniería, UNAM; 1964.
21. Rodríguez Cuevas, Neftalí; López González, Jorge; Flores Vera, Rafael; "Estabilidad de Torres de Transmisión Cimentadas sobre Terrenos de Baja Capacidad"; Instituto de Ingeniería, UNAM; 2002.
22. "Sesión No. 1: Curso de Conexiones para Estructuras Metálicas"; Elaborada por el Dr. Thomas M. Murray e impartida por el Ing. Guillermo Salazar Polanco; Instituto de Ingeniería, UNAM; 2007.
23. The Ohio Brass Company; Catalog 61: "Transmission and Distribution Hardware"; Ohio, U.S.A.; 1974.
24. Industrial Fasteners Institute; "Fastener Standards"; Sixth Edition; Cleveland, Ohio; 1988.
25. American Society of Civil Engineers; "Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading"; New York, U.S.A.; 1991.
26. Comisión Federal de Electricidad. Información proporcionada directamente al Profesor Neftalí Rodríguez Cuevas.
27. Benjamin, Jack R.; Cornell, C. Allin; "Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers"; McGraw-Hill Book Company; New York, U.S.A.; 1970.