

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**“EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS VENEZOLANAS DE EDIFICACIONES
SISMORRESISTENTES Y SU COMPARACIÓN CON LA NORMA AMERICANA
UBC”**

Realizado por:

Mariarlen Carolina Tirado Yánez.

Grace Estefania Zeghen Torres.

**Monografía de Grado presentado ante La Universidad de Oriente como
Requisito Parcial para optar al Título de:**

INGENIERO CIVIL

Barcelona, Noviembre de 2007

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**“EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS VENEZOLANAS DE EDIFICACIONES
SISMORRESISTENTES Y SU COMPARACIÓN CON LA NORMA AMERICANA
UBC”**

Realizado por:

Mariarlen C. Tirado Yáñez

Grace E. Zeghen Torres.

Revisado y Aprobado por:

Ing. Juan Félix Díaz

Asesor Académico

Barcelona, Noviembre de 2007.

**UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**



**“EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS VENEZOLANAS DE EDIFICACIONES
SISMORRESISTENTES Y SU COMPARACIÓN CON LA NORMA
AMERICANA UBC”**

JURADO CALIFICADOR:

Ing. Belkis Sebastiani
Jurado Principal

Ing. Haydee Lárez
Jurado Principal

Ing. Enrique Montejo
Jurado Principal

Barcelona, Noviembre de 2007.

RESOLUCIÓN

De acuerdo al Artículo 57 del Reglamento de Trabajo de Grado:

“PARA LA APROBACIÓN DEFINITIVA DE LOS CURSOS ESPECIALES DE GRADO COMO MODALIDAD DE TRABAJO DE GRADO, SERÁ REQUISITO PARCIAL LA ENTREGA A UN JURADO CALIFICADOR, DE UNA MONOGRAFÍA EN LA CUAL SE PROFUNDICE EN UNO O MAS TEMAS RELACIONADOS CON EL ÁREA DE CONCENTRACIÓN



DEDICATORIA

A Dios Padre, Hijo y Espíritu Santo por darme la vida, por permitirme estudiar y conocerle un poco más y darme esa fortaleza que en muchos momentos necesite.

A mi Madre Yudith Yánez por su amor, apoyo y esfuerzo admirable para sacarme adelante y para que pudiera hacer este sueño realidad.

A mi abuela Rosa de Yánez por sus consejos sabios, por su amor y dedicación para conmigo.

A mi tía Rosita por su amor, apoyo y ayuda incondicional, por ser una persona admirable, un pilar para mí.

A mis tías Arlene, Xiomary y Roxi por sus esfuerzos, por ser todas un ejemplo a seguir y por su apoyo incondicional.

A mis tíos Mancio, Carlos Andres, Leamsy, Carlos Barrios por sus consejos y por darme ánimos para seguir adelante.

A mi Novio Napoleón por su amor y apoyo, por creer y confiar en mí.

A mis primos César, Carlos Eduardo, Lenmary, Marioxi, Leamsy, Noraima, Andreina, Mancio, Michelle, Carlos Daniel, Lucy y Luisito espero les sirva de ejemplo para lograr sus metas.

Mariarlen C Tirado Y.

DEDICATORIA

A Dios y a la Virgen, por darme sabiduría y paciencia durante la trayectoria de mi carrera universitaria.

A mis Hermanas por su amor, apoyo, confianza y esfuerzo para que pudiera hacer este sueño realidad.

A las Ingenieras Sindy Chacon y Rossfrancy Romero, por toda su sabiduría y enseñanzas a nivel profesional y personal y por haberme apoyado en los momentos que más lo necesite.

A mi amiga Ly Vahlis, por su apoyo y ayuda incondicional.

Grace E Zeghen T.

AGRADECIMIENTOS

A Dios Padre Hijo y Espíritu Santo por darme fortaleza, ánimo y mucha energía para hacer de este sueño una realidad, gracias Padre Amado.

A mi Madre Yudith Yánez por su amor, dedicación y esfuerzo admirable para que siguiera adelante, gracias Mami Te Amo.

A mi tía Rosita por su apoyo y ayuda incondicional.

A mi Novio Napoleón por su amor y apoyo incondicional, gracias Mamor.

Al profesor Juan Félix Díaz, por su asesoramiento, apoyo y paciencia.

A los profesores Haydee Lárez, Belkis Sebastiani y Enrique Montejo por su ayuda y colaboración para éste trabajo.

A mis amigos Sara, Andreina Sosa, Paula, Gabriela Arana, Edelmira, Emilia, Adriana, Ángel, muchachos gracias por ayudarme y sacarme de apuros.

A mis amigos Rosa Mújica, Emilio Perdomo, Luzmaira Brito que de una manera u otra pusieron su granito de arena.

A mi líder y hermana en Cristo Jesús Mayerlis de Marchan, por brindarme su apoyo y colaboración.

Mariarlen C Tirado Y.

AGRADECIMIENTOS

A mi **Familia, Amigos y Profesores** que me brindaron su amistad y que gracias a sus enseñanzas hicieron gran parte de esto posible.

Al profesor Juan Félix Díaz, por su asesoramiento, apoyo y paciencia.

A los profesores Haydee Lárez, Belkis Sebastiani y Enrique Montejo por su ayuda y colaboración para éste trabajo.

A mis amigos Néstor Calzadilla, Sara Sivira, Mariangela Siso, Adriana Serrano, Edelmira, Emilia, Ángel, y sobre todo a mi compañera de áreas **Mariarlen Tirado**, muchas gracias por su apoyo incondicional.

Grace E Zeghen T.

INDICE

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS	vii
ÍNDICE	viii
RESUMEN	xii

INTRODUCCIÓN	xiii
CAPÍTULO I	14
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	14
1.2 OBJETIVOS	17
1.2.1 General:	17
1.2.2 Específicos:	17
CAPITULO II	19
2.1 SISMOS	19
2.1.1 Definición y Clasificación de los Sismos	19
2.1.2 Origen de los Sismos	19
2.1.3 Componentes de un Sismo	21
2.1.4 Ondas Sísmicas	22
2.2 MEDICIÓN DE LOS SISMOS	24
2.2.1 Determinación del Epicentro	27
2.2.2 Escalas de Medición	27
2.3 SISMICIDAD	30
2.3.1 Premonitores y Réplicas	32
2.3.2 Predicción	33
2.3.3 Aplicaciones de la Sismología	33
2.4 EFECTOS DE LOS SISMOS	34
2.5 NORMAS SÍSMICAS	35
2.6 ORIGEN DE LA NORMATIVA SÍSMICA.	36
2.7 ORIGEN DE LAS NORMAS SÍSMICAS VENEZOLANAS.	37
2.7.1 Validez de las Normas Sísmicas Venezolanas.	38
2.7.2 Alcance de las Normas Sísmicas Venezolanas.	39
2.8 RED SISMOLÓGICA NACIONAL Y LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA DE VENEZUELA	39
2.8.1 La Sismicidad en Venezuela	40
2.8.2 Componentes de la Red Sismológica Nacional	42
2.8.3 La Amenaza Sísmica en Venezuela	43
2.8.4 Relación entre FUNVISIS y las Universidades del País	46

2.9 BOSQUEJO ACERCA DE LOS EFECTOS TORSIONALES	47
2.9.1 Generalidades	48
2.9.2 Clasificación de los Efectos Sísmicos Torsionales	49
2.9.3 Torsión intrínseca	50
2.9.4 Torsión Adicional	55
CAPÍTULO III	65
3.1 EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS VENEZOLANAS DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES.	65
3.1.1 Observaciones a las Normas en Términos del Desempeño	68
3.1.2 Curvas de Capacidad	70
3.1.3 Límites de Desempeño	80
3.1.4 Demanda Sísmica	84
3.1.5 Utilización de los Espectros de Capacidad y de los Espectros Inelásticos	95
3.1.6 Rehabilitación de Estructuras	102
3.1.7 Hacia donde va el Diseño basado en Desempeño	104
3.1.8 Últimos Cambios Realizados en la Norma Venezolana.	105
3.2 ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE LA NORMA VENEZOLANA DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES Y LA NORMA AMERICANA UBC.	108
3.2.1 Métodos de la Norma Venezolana de Análisis	110
3.2.2 Variantes de Métodos Torsionales Estáticos	112
3.2.3 Nuevo Método de la Norma Venezolana	116
3.2.4 Criterios para las Prescripciones Torsionales	117
3.2.5 Nuevos parámetros torsionales	120
3.2.6 Valoración de los Parámetros de Torsión Intrínseca	122
3.2.7 Ajuste del Coeficiente de Excentricidad Accidental	124
3.2.8 Evaluación y Comparación de Métodos Normativos	128
3.2.9 Consideraciones Sobre La Respuesta Inelástica	136
COMENTARIOS GENERALES	142
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	144

RESUMEN

Los sismos, por si solos, no representan un gran peligro pero cuando se suscitan en lugares poblados, en donde existan edificaciones susceptibles de derrumbarse, como es el caso de nuestro país, se convierten en una amenaza; viendo esto científicos de otros países, hace muchos años, se vieron en la necesidad de desarrollar normas para la construcción de estructuras sismorresistentes, que permitieran minimizar los daños causados por tales acciones.

A través de la información recopilada por medio de consultas a páginas web pudimos conocer que en un principio en Venezuela, se establecía que “todo edificio y cada una de sus partes debía ofrecer resistencia suficiente para soportar con seguridad las cargas permanentes y accidentales” (Normas para el Cálculo de Edificios, 1947) y que, posteriormente, se promulgaron las Normas para el Cálculo de Edificios (M.O.P, 1955) las cuales estaban basadas en la normativa americana, hasta que sucedió el terremoto de Caracas 1967, el cual impulsó que esta fuera adaptada a las condiciones geográficas y morfológicas de nuestro país, dando lugar a la existencia de las actuales Normas Venezolanas de Edificaciones Sismorresistentes, luego de un largo camino de evolución el cual será desarrollado en la presente investigación aunado a un estudio comparativo entre esta y la normativa americana (UBC), a través del Método de la Torsión Estática Equivalente. En nuestro país los cambios normativos han promovido continuamente iniciativas para alcanzar mejores desempeños sismorresistentes en las construcciones. El estudio comparativo realizado entre esta norma y la UBC, arrojó la existencia de semejanzas y algunas diferencias menores de ajuste entre ambas.



INTRODUCCIÓN

En el año 1967 en el área metropolitana de Caracas, se registro un fuerte sismo en el cual colapsaron varias edificaciones y se produjeron lamentables pérdidas de vidas humanas, gracias a este hecho se inicio la creación de FUNVISIS (Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas), institución destinada a la investigación de los fenómenos sísmicos en todo el país, y se impulso la creación de normas para la construcción de estructuras sismorresistentes.

La aparición de una normativa para el desarrollo de edificaciones sismorresistentes significó un gran avance para nuestro país. Esta investigación contempla la evolución que ha experimentado la Norma Venezolana COVENIN 1756 "Edificaciones Sismorresistentes" a lo largo de los años y como su continua revisión ha permitido identificar la necesidad de cambiar métodos de diseño sismorresistente, para tener un mejor control del desempeño estructural, así como la incorporación de nuevos conceptos a la misma que buscan mantener las funciones y conservar las propiedades, para las que fueron inicialmente desarrolladas, además de las de evitar la pérdida de vidas humanas.

Se efectúan además evaluaciones y comparaciones de las Normas UBC/IBC de los Estados Unidos con la Norma Venezolana COVENIN 1756 "Edificaciones Sismorresistentes", para establecer diferencias y semejanzas entre ambas.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 Planteamiento Del Problema

Las fallas geológicas (zonas de la corteza terrestre que presentan fracturas y desplazamiento de rocas que tardan siglos en encontrar su equilibrio) son las responsables de los temblores que cada día se producen en nuestro planeta. Si nuestros sentidos fuesen más agudos percibiríamos una vibración incesante bajo nuestros pies.

Un terremoto ocurre debido a un choque producido a una cierta profundidad bajo la superficie terrestre en un determinado punto llamado foco o hipocentro. A la proyección del foco sobre la superficie terrestre se le denomina epicentro. Las principales zonas sísmicas del mundo coinciden con los contornos de las placas tectónicas y con la posición de los volcanes activos de la tierra. Esto se debe al hecho de que la causa de los terremotos y de las erupciones volcánicas está fuertemente relacionada con el proceso tectónico del Planeta.

Los tres principales cinturones sísmicos del Mundo son: el cinturón Circunpacífico, el cinturón Transasiático (Himalaya, Irán, Turquía, Mar Mediterráneo, Sur de España) y el cinturón situado en el centro del Océano Atlántico.

Al hablar de regiones sísmicas, hay que clarificar dos conceptos importantes. La intensidad sísmica es una medida de los efectos de los terremotos en el entorno, y en particular sobre las estructuras. La sismicidad se define como la frecuencia de ocurrencia de fenómenos sísmicos por

unidad de área incluyendo, al mismo tiempo, cierta información de la energía sísmica liberada.

En los últimos trescientos años se ha registrado gran cantidad de información sobre los efectos de los terremotos en las edificaciones, lo que ha permitido la elaboración de métodos constructivos de edificios sismorresistentes, y el inicio del estudio de las primeras normas para la construcción de los mismos.

Se pueden citar los siguientes terremotos por la importancia que tuvieron en la elaboración de una metodología Sismorresistente: Hokkaido (Japón) 1730. Lisboa (Portugal) 1775, Nobi o Mino-Owari (Japón) 1891, San Francisco (California) 1906, Tokyo (Japón) 1923, etc. La moderna sismología nace con la creación de la Sociedad Sismológica Japonesa, después del terremoto de Yokohama ocurrido en 1880. Recientemente ha habido nuevos terremotos que han tenido gran importancia para el desarrollo de la Sismología y la Ingeniería Sísmica, algunos de ellos son: El Centro (California) 1940, Fukui (Japón) 1948, Taft (California) 1951, México D.F. 1957, Agadir (Marruecos) 1960, Niigata (Japón) 1964, Anchorage (Alaska) 1964, Caracas (Venezuela) 1967, Perú 1970, San Fernando (California) 1971, Friuli (Italia) 1976, Rumania 1977 y 1985, México 1985, San Francisco (California) 1989, etc.

En Venezuela, los expertos de las facultades de ingeniería y de la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, han identificado fallas importantes entre las que destacan la de San Sebastián, la de Boconó en el estado Trujillo y la de El Pilar en Sucre. Hoy en día, a pesar de los avances tecnológicos y del perfeccionamiento de los sismógrafos (aparatos que registran en un gráfico ondulatorio la hora, duración y amplitud de los sismos), la capacidad de predicción de un terremoto es muy pequeña. Se estima que en los últimos 6 000 años, los sismos han ocasionado en el mundo entre 10 y 15 millones de víctimas.

Caracas fue sacudida en 1967 por un terremoto que produjo 295 víctimas y que registró en la escala de Richter una magnitud de 6,7. A raíz de ese terremoto se

establecieron una serie de parámetros que dieron lugar a la norma de construcción antisísmica, que con el transcurrir de los años se ha ido modificando debido a sucesos parecidos al fenómeno nombrado anteriormente y mejorando por medio de los aportes investigativos de las diferentes instituciones o universidades que van de la mano con el estudio de esta materia, lo que se traduce en una evolución de la misma.

Sin embargo, en la actualidad no se cuenta con un material que contenga toda la información relacionada con los diversos cambios que ha sufrido nuestra normativa sismorresistente, como consecuencia de los diferentes acontecimientos o avances tecnológicos que se han venido desarrollando en el país con el paso del tiempo.

Por medio de FUNVISIS (Fundación Venezolana de Investigación Sismológica), institución oficial encargada de realizar y promover, en forma permanente y de acuerdo con las necesidades del país, investigaciones y estudios especializados en sismología, ciencias geológicas y de ingeniería sísmica, con fines de reducción de la vulnerabilidad, así como también de divulgar los nuevos conocimientos de las ciencias respectivas, participar en la formación de personal especializado e instalar, operar y mantener las redes sismológica y acelerográfica nacionales, se recopilará toda la información pertinente a las modificaciones que ha sufrido la Norma actual en nuestro país, con el fin de desarrollar un registro cronológico de los cambios que ha experimentado la misma y su evolución, de tal manera que en un solo documento se contenga la información correspondiente a dichas variaciones, lo que nos permitiría tener un indicador de los posibles errores cometidos debido, a la aplicación de parámetros inadecuados y una fuente bibliográfica de alta credibilidad.

Aunado a lo mencionado anteriormente, también se realizará un estudio comparativo entre la Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes vigente y la Norma Americana UBC., con el fin de establecer semejanzas y diferencias entre

ambas, enfocándonos básicamente en el estudio de los coeficientes sísmicos y espectros de diseño.

1.2 Objetivos

1.2.1 General:

Determinar la Evolución de Las Normas Venezolanas de Edificaciones Sismorresistentes y su comparación con la Norma Americana UBC.

1.2.2 Específicos:

Analizar la Evolución de Las Normas Venezolanas de Edificaciones Sismorresistentes.

Efectuar un estudio comparativo entre la Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes vigente y la Norma Americana UBC.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Sismos

2.1.1 Definición Y Clasificación De Los Sismos

Los sismos son movimientos convulsivos de la corteza terrestre se clasifican en *microsismos*, cuando son imperceptibles; *macrosismos*, cuando son notados por el hombre y causan daños en enseres y casas, y *megasisms*, cuando son tan violentos que pueden producir la destrucción de edificios, ruina de ciudades y gran número de víctimas. Los macrosismos y megasisms son los conocidos con el nombre de terremotos o temblores de tierra. Por lo general los sismos duran de 10 a 15 s, existen sismos hasta de 5 min.

2.1.2 Origen de los Sismos

2.1.2.1 Sismos tectónicos:

Producen el 90 % de los terremotos y dejan sentir sus efectos en zonas extensas, pueden ser sismos interplaca (zona de contacto entre placas) o sismos intraplaca (zonas internas de estas). Los sismos de interplaca se caracterizan por tener una alta magnitud (7), un foco profundo (20 Km.), y los sismos de intraplaca tienen magnitudes pequeñas o moderadas.

2.1.2.2 Sismos volcánicos:

Se producen como consecuencia de la actividad propia de los volcanes y por lo general son de pequeña o baja magnitud y se limitan al aparato volcánico. En las etapas previas a episodios de actividad volcánica mayor se presentan en número reducidos (algunos sismos por día o por mes) y durante una erupción la actividad sísmica aumenta hasta presentar decenas o cientos de sismos en unas horas. Según indican las estadísticas mundiales, muy pocas veces han rebasado los 6 grados en la escala de magnitud.

2.1.2.3 Sismos locales:

Afectan a una región muy pequeña y se deben a hundimientos de cavernas y cavidades subterráneas; trastornos causados por disoluciones de estratos de yeso, sal u otras sustancias, o a deslizamientos de terrenos que reposan sobre capas arcillosas. Otro sismo local es el provocado por el hombre originado por explosiones o bien por colapso de galerías en grandes explotaciones mineras. También se ha supuesto que experimentos nucleares, o la fuerza de millones de toneladas de agua acumulada en represas o lagos artificiales podría producir tal fenómeno.

2.1.3 Componentes de un Sismo

El movimiento tectónico origina ondas teóricamente esféricas denominadas ondas sísmicas, que se propagan en todas las direcciones a partir del punto de máximo movimiento. El punto donde se origina la vibración se llama *foco o hipocentro* y se clasifican con respecto a la profundidad: *someros o superficiales* (superficie-70 Km); *intermedios* (70-300 Km) y *profundos* (300-700 Km). La mayoría de los terremotos

importantes son de focos someros, los profundos son muy escasos y nunca se detectaron sismos por debajo de los 700 Km. La proyección vertical del foco se llama *epicentro* y sirve para ubicarlo geográficamente en la superficie. Ver Figura 2.1.

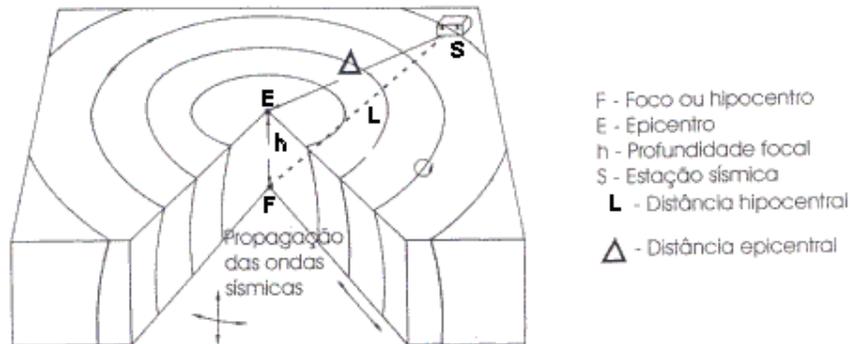


Figura 2.1. Esquema de Propagación de las Ondas Sísmicas. Fuente [6]

2.1.4 Ondas Sísmicas

Desde el hipocentro se generan dos tipos de ondas:

2.1.4.1 Ondas primarias:

Ondas P o longitudinales (las primeras en producirse), son vibraciones de oscilación donde las partículas sólidas del medio se mueven en el mismo sentido en que se propagan las ondas con velocidades que oscilan entre 6 e 13,6 Km/s. Por producir cambios de volumen en los materiales se les llama también de compresión; son las de mayor velocidad y se propagan en todos los medios.

2.1.4.2 Ondas secundarias:

Ondas S o transversales, son las segundas en llegar, producen una vibración de las partículas en dirección perpendicular a la propagación del movimiento con velocidades que oscilan entre 3,7 e 7,2 Km/s. No alteran el volumen, son más lentas que las ondas P y no se propagan a través de los fluidos. Las ondas compresionales y transversales son también conocidas como ondas internas porque pueden viajar en el interior de un sólido elástico.

Ondas superficiales u ondas L:

Producidas por la interferencia de ondas P y S, son más lentas y al viajar por la periferia de la corteza con movimientos laterales tienen una gran amplitud, siendo las causantes de los mayores desastres. Se distinguen dos tipos: ondas Love, con movimiento perpendicular a la dirección de propagación, llamadas también de torsión, y ondas Rayleigh cuyo movimiento es elíptico con respecto a la dirección de las ondas sobre planos verticales y en sentido opuesto a dirección de propagación. Ver Figura 2.2.

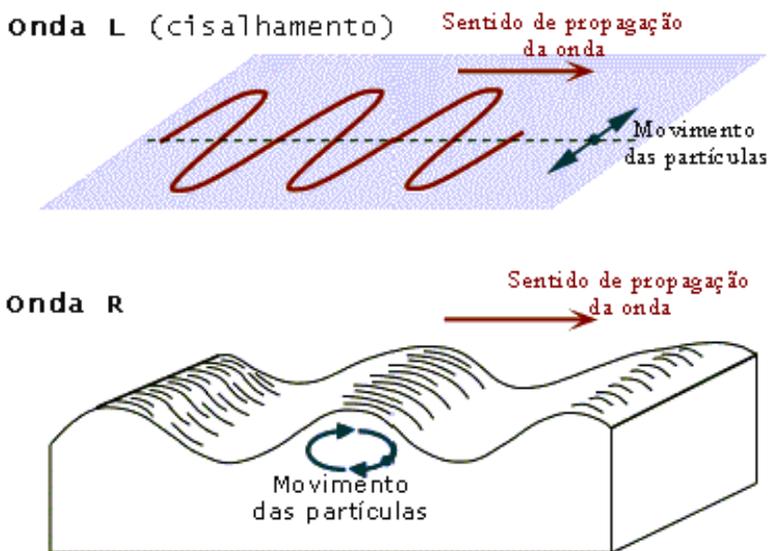


Figura 2.2 Ondas Superficiales. **Fuente [6]**

Las velocidades de las diferentes ondas dependen de las características del medio; por ejemplo, en rocas ígneas la velocidad de las ondas P es del orden de 6 km/s mientras que en rocas poco consolidadas es de aproximadamente 2 km/s o menor.

2.2 MEDICIÓN DE LOS SISMOS

Los sismos se detectan con *sismógrafos*, que registran los movimientos del suelo por donde pasan las ondas sísmicas del interior de la Tierra. Los sismógrafos se han perfeccionado tras el desarrollo por el alemán Emil Wiechert de un sismógrafo horizontal, a finales del siglo XIX. El principio del funcionamiento está basado en el principio de la inercia de los cuerpos este principio nos dice que todos los cuerpos tienen una resistencia al movimiento o a variar su velocidad. El sismógrafo consiste de una masa suspendida por un resorte atado a un soporte acoplado al suelo que le permite permanecer en reposo por algunos instantes con respecto al movimiento del suelo, cuando el soporte se sacude al paso de las ondas sísmicas, la inercia de la masa hace que ésta permanezca un instante en el mismo sitio de reposo. Posteriormente cuando la masa sale del reposo tiende a oscilar, ya que esta oscilación posterior del péndulo no refleja el verdadero movimiento del suelo, es necesario amortiguarla por medio de una lámina sumergida en un líquido (comúnmente aceite), actualmente se logra por medio de bobinas o imanes que ejercen las fuerzas amortiguadoras de la oscilación libre de la masa. Ver Figuras 2.3 y 2.4.

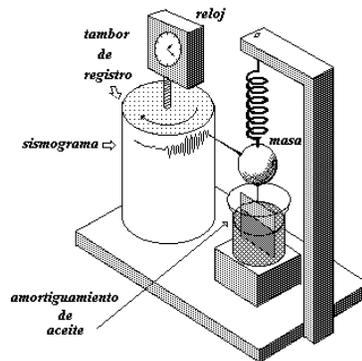


Figura 2.3 Sismografo Vertical. Fuente [6]

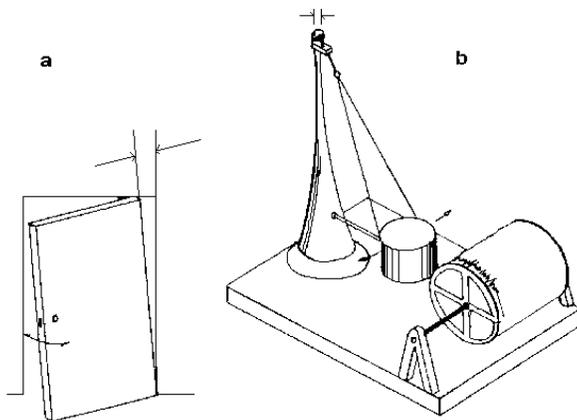


Figura 2.4 Sismógrafo Horizontal. Fuente [6]

Se registra una componente del movimiento del suelo en un cilindro que gira a velocidad constante, el papel donde traza el movimiento se conoce como *sismograma*. El gráfico puede ser también señalado mediante un rayo de luz que incide sobre un papel fotográfico, en el cual van marcados los intervalos de tiempo por horas, minutos y segundos, como se aprecia en la figura 2.5.

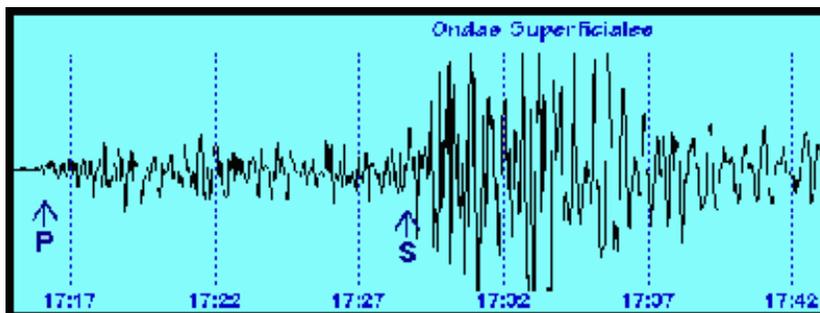


Figura 2.5 Sismograma. Fuente [6]

Actualmente existen sismógrafos que detectan el movimiento de la masa electrónicamente y lo digitalizan para ser almacenado en cinta magnética u otros medios de almacenamiento digital. Mediante diversas observaciones y la comparación de datos de diferentes observatorios, se pueden trazar sobre un mapa las líneas isosistas, que unen los puntos en que se ha registrado el fenómeno con la misma intensidad y las homosistas, que unen todos los puntos en que la vibración se aprecia a la misma hora.

Invencciones aún más recientes incluyen los sismógrafos de rotación, los inclinómetros, los sismógrafos de banda ancha y periodo largo y los sismógrafos del fondo oceánico.

2.2.1 Determinación del Epicentro

La ubicación del epicentro de un temblor se hace analizando sus registros e identificando los diferentes tipos de ondas, la estación puede proporcionar la distancia al epicentro pero no su dirección, de manera que son necesarias, al menos, tres estaciones para determinarlo sin ambigüedad. En la práctica, la intersección de los círculos correspondientes a las tres estaciones no coincide en un solo punto sino que comprende una región más o menos grande, dependiendo de la calidad de los datos utilizados, se debe tomar en consideración la estructura interna y la esfericidad de la tierra. Hay sismógrafos de características similares desplegados en estaciones de todo el mundo para registrar señales de terremotos y de explosiones nucleares subterráneas. La *Red Sismográfica Estándar Mundial* engloba unas 125 estaciones.

2.2.2 Escalas de Medición

2.2.2.1 Intensidad: Es la medida de la fuerza del movimiento del terreno, es decir del poder destructivo de un temblor sobre poblaciones, edificaciones y naturaleza en un lugar determinado. La intensidad puede variar notablemente de un sitio a otro, dependiendo de la distancia al epicentro y de las condiciones geológicas locales.

Los primeros intentos que se hicieron para catalogar y cuantificar los temblores se basaron en efectos observables en su poder destructivo. A finales del siglo pasado, el sismólogo italiano De-Rossi y el suizo Forel propusieron la escala de intensidad de diez grados conocida como Rossi- Forel, para catalogar los daños producidos por los sismos. El sismólogo italiano Giuseppe Mercalli propuso en 1902 una escala de doce grados. Actualmente existen varias escalas de intensidad usadas en el mundo, la más utilizada es la Escala de Intensidades de Mercalli Modificada (MM), que fue abreviada por Charles Richter en 1956. Ver Tabla 2.1.

Tabla 2.1. Escala modificada de Mercalli.

Grado	Efectos del terremoto
I	Microsismo, detectado por instrumentos.
II	Sentido por algunas personas (generalmente en reposo).
III	Sentido por algunas personas dentro de edificios.
IV	Sentido por algunas personas fuera de edificios.
V	Sentido por casi todos.
VI	Sentido por todos.
VII	Las construcciones sufren daño moderado.
VIII	Daños considerables en estructuras.
IX	Daños graves y pánico general.
X	Destrucción en edificios bien contruidos.
XI	Casi nada queda en pie.
XII	Destrucción total.

Fuente [6]

2.2.2.2 Magnitud: Es la medida de la cantidad de energía liberada en el foco calculada conociendo el efecto de las ondas sísmicas sobre un sismógrafo situado a una distancia determinada del epicentro. La magnitud es un factor que no varía con la distancia del epicentro. Se utiliza la escala RICHTER, es logarítmica con valores entre 1 y 9 y por lo tanto pasar de un grado a otro puede significar un cambio de energía liberada entre diez y treinta veces: un temblor de magnitud 7 es diez veces más fuerte que uno de magnitud 6, cien veces más que otro de magnitud 5, mil veces más que uno de magnitud 4 y de este modo en casos análogos. Otro ejemplo un temblor de magnitud 5.5 libera una energía del orden de magnitud de una explosión atómica, como la de Hiroshima, la energía de un sismo de magnitud 8.5 equivale a unas 27000 de estas bombas atómicas, esto es, la energía aumenta aproximadamente 30 veces por cada grado.

En 1931 el sismólogo japonés Wadati observó, al comparar los sismogramas de diferentes temblores, que la amplitud máxima de las ondas sísmicas registradas parecía proporcional a la dimensión del sismo. En 1935 por Charles Richter empleó por primera vez el término magnitud para catalogar los temblores. La escala original de Richter tomaba las amplitudes máximas de ondas superficiales de sismos cercanos y someros para calcular la magnitud local o magnitud ML. Posteriormente,

Gutenberg y Richter utilizaron las ondas superficiales para definir una magnitud apropiada a sismos lejanos llamada magnitud de ondas superficiales *MS*, después se diseñó otra escala que toma en cuenta la profundidad a que ocurre el sismo llamada magnitud de ondas de cuerpo *mb* utilizando las amplitudes máximas de ondas P. La diferencia entre estas escalas y la existencia de la escala de intensidades, ocasionan frecuentemente confusión entre el público y la prensa.

Se estima que al año se producen en el mundo unos 800 terremotos con magnitudes entre 5 y 6, unos 50.000 con magnitudes entre 3 y 4, y sólo 1 con magnitud entre 8 y 9. La escala de magnitud no tiene límites; sin embargo hasta 1979 se creía que el sismo más poderoso posible tendría magnitud 8,5. Sin embargo, desde entonces, los progresos en las técnicas de medidas sísmicas han permitido a los sismólogos redefinir la escala; hoy se considera 9,5. Ver Tabla 2.2.

Tabla 2.2. Escala Richter

Magnitud en Escala Richter	Efectos del terremoto
Menos de 3.5	Generalmente no se siente, pero es registrado
3.5 - 5.4	A menudo se siente, pero sólo causa daños menores
5.5 - 6.0	Ocasiona daños ligeros a edificios
6.1 - 6.9	Puede ocasionar daños severos en áreas muy pobladas.

Fuente [6]

2.3 SISMICIDAD

En los últimos 80 años se han podido registrar todos los temblores más importantes obteniéndose un esquema global de la sismicidad mundial. Se puede observar que la mayor parte de energía sísmica (80%) se libera en las costas del Océano

Pacífico, región que se conoce como cinturón de fuego que es un conjunto de fronteras de placas tectónicas que recorren todo el océano pacifico desde las costas de Asia hasta las costas de América, Colombia en su costa pacifica hace parte de este cinturón pues chocan las placas Nazca y Suramericana. Hay otras regiones, como el Atlántico Medio y el cinturón Eurásico pero con una actividad sísmica menor. Existen también regiones donde la actividad sísmica es casi nula o desconocida; a estas regiones se les suele llamar escudos.

Observando la actividad sísmica mundial se puede estimar el número de temblores de cierta magnitud que ocurren en un año. Se ha visto que por lo menos ocurren dos grandes terremotos anualmente (Tabla 2.3) y están ocurriendo varios cientos de miles de temblores de magnitud inferior a 3 que pasan desapercibidos, siendo los mayores índices de sismicidad en las zonas de Perú, Japón, Chile y N. Zelanda. Por lo general la actividad sísmica a nivel mundial y en Colombia no ha tenido un aumento considerable, lo que ocurre es que el hombre ha poblado nuevas zonas de planeta, las cuales antiguamente estaban deshabitadas y por esto ahora se escucha mas hablar de sismos. Como se aprecia en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Promedio anual de temblores.

Magnitud	Número promedio
8	2
7	20
6	100
5	3 000
4	15 000
3	150 000

Fuente [6]

Existen características generales en la ocurrencia de temblores: los terremotos muy grandes ($M > 7.5$) ocurren en ciertas áreas con intervalos de tiempo parecidos. Este tiempo, al que llaman tiempo de recurrencia, es el que transcurre entre dos temblores grandes en un área dada. Las áreas en las que han ocurrido uno o varios temblores en el pasado pero que no han presentado uno reciente son llamadas zonas de quietud sísmica.

2.3.1 Premonitores y Réplicas

Inmediatamente después de que ocurre un gran temblor este es seguido por temblores de menor magnitud llamados *réplicas*, que ocurren en las vecindades del foco del temblor principal. Inicialmente la frecuencia con que ocurren es grande, pero decae gradualmente con el tiempo, dependiendo de la magnitud del temblor principal. Con frecuencia algunos temblores grandes son precedidos por temblores de menor magnitud, llamados temblores *premonitores*, que comienzan a fracturar la región focal del gran temblor. No es fácil determinar cuando un temblor pequeño es un premonitor de un gran temblor ya que se suele confundir con cualquier otro no relacionado.

2.3.2 Predicción

Hasta el momento no se cuenta en ninguna parte del mundo con una técnica segura para el pronóstico de sismos y se está todavía muy lejos de poder llegar a ella. Sin embargo aunque no se pueden predecir los sismos en el tiempo si se pueden predecir en el espacio, es decir en ciertas zonas se puede decir que ocurrirá un sismo, lo que no se sabe es cuando.

La investigación es relativamente nueva sin embargo se han logrado resultados prometedores. Una forma de predicción estudia la *variación de ciertos parámetros físicos debido a la acumulación de los esfuerzos* cuya relajación ocasiona el temblor. Así, por ejemplo, se ha observado que la región focal sufre una dilatación que altera la velocidad de las ondas que se propagan en ella. Otros de los parámetros que se alteran son, por ejemplo, la resistencia del terreno al paso de corriente eléctrica y el nivel freático. Todos estos factores pueden ser medidos y correlacionados con el temblor final. Otra de las formas es la *sistematicidad de la ocurrencia de los temblores*. Se ha observado que los epicentros a lo largo de una zona de subducción no se distribuyen al azar, sino siguiendo un patrón geográfico y temporal. Puede entonces estudiarse la historia sísmica de una región, estimar los periodos de recurrencia de temblores de cierta magnitud y evaluar de esta manera la posibilidad de que ocurra un temblor.

2.3.3 Aplicaciones de la Sismología

La investigación sismológica básica se concentra en la mejor comprensión del origen y propagación de los terremotos y de la estructura interna de la Tierra. Según la teoría elástica del rebote, la tensión acumulada durante muchos años se libera de manera brusca en forma de vibraciones sísmicas intensas por movimientos de las fallas.

Los métodos sísmicos de prospección utilizan explosivos para generar ondas sísmicas artificiales en puntos determinados; en otros lugares, usando geófonos y otros instrumentos, se determina el momento de llegada de la energía refractada o reflejada por las discontinuidades en las formaciones rocosas. Estas técnicas producen perfiles sísmicos de refracción o de reflexión, según el tipo de fenómeno registrado.

El perfilado sísmico de reflexión, desarrollado en la década de 1940 para la exploración petrolera, ha sido utilizado en los últimos años en investigación básica. En la actualidad hay programas destinados a descifrar la estructura de la corteza continental oculta que han usado esta técnica para sondear rocas a decenas de kilómetros de profundidad.

2.4 EFECTOS DE LOS SISMOS

La capacidad de destrucción de un sismo depende de la combinación de los siguientes aspectos:

Magnitud

Distancia al foco donde se origina el terremoto.

Características del suelo, en especial su capacidad de amplificar las ondas del sismo que llegan a través de las rocas

Resistencia de los elementos físicos sometidos a las fuerzas generadas por el temblor.

Grado de preparación que tenga la población y las instituciones para comportarse adecuadamente antes, a la hora, y después de lo ocurrido.

Muchos de los daños causados por un terremoto, se deben no solo a la violencia de la sacudida, sino que también en muchas ocasiones a otros fenómenos igualmente destructivos que pueden acompañar al evento. Los efectos más comunes provocados por los eventos sísmicos son los siguientes:

Destrucción de viviendas: la destrucción de viviendas puede considerarse como el efecto de mayor impacto y con un alto costo social para la población.

Destrucción de Infraestructura (carreteras, líneas vitales y puentes): además de los inconvenientes que generan durante la atención de los desastres, la destrucción de las vías de comunicación terrestre, causan un impacto importante en la economía al impedir el transporte eficiente de productos así como el intercambio de bienes y servicios con la región afectada.

Daños diversos al suelo: por las características de los suelos, causa problemas importantes a nivel de infraestructura, líneas vitales y a la actividad agrícola. Los daños más importantes han sido fracturas, asentamientos, licuefacción (el terreno se comporta como arenas movedizas o bien presenta eyección de lodo de manera súbita).

Deslizamientos o derrumbes: permanentemente sus efectos causan graves daños a la ecología, viviendas, edificios, carreteras, puentes, líneas de transmisión eléctrica, acueductos, etc.

Tsunamis o maremotos: la mayoría se originan por eventos sísmicos de gran magnitud con epicentro en el fondo del mar. ^[6]

2.5 Normas Sísmicas

Son un compendio de regulaciones de diseño que tienen como objetivo: evitar la pérdida de vidas humanas y reducir el daño y el costo económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

Las normas proporcionan unos criterios y recomendaciones, de modo que su aplicación al diseño dote a las estructuras de suficiente sismorresistencia para que las construcciones no sufran daños relevantes ante sacudidas sísmicas pequeñas, puedan resistir sin daños estructurales ante movimientos sísmicos moderados y puedan evitar el colapso ante las sacudidas más fuertes previsibles --con una probabilidad razonable--, aunque con posibles daños.

2.6 ORIGEN DE LA NORMATIVA SÍSMICA.

Inicialmente no había códigos sísmicos y después de los primeros terremotos de siglo XX la comunidad de ingeniería decide el implementar algún nivel de fuerzas laterales para evitar el colapso de los edificios.

En EE UU se comienza a publicar códigos de construcción en 1927 con el primer Uniform Building Code 1927 y en este código hay una parte que se refiere a los requerimientos para diseñar en zonas donde hay terremotos. El Ultimo es el International Building Code 2003 (IBC 2003).^[7]

TABLA 2.4 LISTA DE CODIGOS UBC

UBC 1927	UBC 1935	UBC 1937	UBC 1940	UBC 1943	UBC 1946
UBC 1949	UBC 1952	UBC 1955	UBC 1958	UBC 1961	UBC 1964

UBC 1967	UBC 1970	UBC 1973	UBC 1976	UBC 1979	UBC 1982
UBC 1985	UBC 1988	UBC 1991	UBC 1994	UBC 1997	IBC 2000
IBC 2003					

Fuente [7]

2.7 ORIGEN DE LAS NORMAS SÍSMICAS VENEZOLANAS.

A partir del terremoto de Caracas, ocurrido el 29 de julio de 1967 y que produjo unas 300 víctimas, comenzaron a sistematizarse las normas para la construcción de obras civiles capaces de resistir un sismo.

En Venezuela están vigentes las normas Covenin 1756 desde el año 1982, que son de obligatoria aplicación en la construcción de edificaciones para preservar el mayor número de vidas en caso de un movimiento sísmico.

Desde el terremoto de Caracas, ingenieros y geólogos venezolanos y de distintos países comenzaron a interesarse por las fallas geológicas y sus posibles consecuencias. Venezuela tiene 13 fallas geológicas, entre las cuales están: San Sebastián, El Pilar, Boconó, Pichao, San Mateo, Humocaró y Burro Negro.

Desde entonces, surgió la preocupación de los profesionales de la Ingeniería por establecer normas para la construcción de estructuras, ya que en ese terremoto hubo edificios que se vinieron al suelo y otros que no sufrieron daños importantes.

Los sismos pasados han contribuido grandemente en el conocimiento técnico sobre cómo las estructuras se desempeñan bajo ese tipo de cargas y pueden ser considerados como programas de ensayo gigantescos donde es posible comparar

la respuesta de variados tipos de construcción y la influencia de detalles constructivos.

Luego del terremoto de Agadir, el 29 de febrero de 1960 y considerado el más mortífero del siglo pasado, sucedió el gran terremoto de Chile, que terminaría siendo el mayor del siglo XX. Estos sismos encendieron las alarmas en las comunidades profesionales y de defensa civil. La Unesco y la Organización de Estados Americanos reconocieron la importancia de esta amenaza natural.

Las normas sísmicas están muy hermanadas con las normas de diseño, de hormigón armado, de concreto armado o de acero. Lo que se necesitan son estructuras dúctiles, que se puedan deformar y sean capaces de disipar energía. En la medida que una estructura absorbe la energía del sismo y no la disipa, produce deformaciones inelásticas que van a ocasionar cierto daño, pero que reducen al máximo la posibilidad de ruina. Lo que queremos es salvar vidas.

En Venezuela, están vigentes las normas Covenin para la construcción de obras de ingeniería civil, las cuales son de aplicación obligatoria. Las primeras normas fueron elaboradas en 1967 tras el terremoto de Caracas, se modificaron en 1982, 1991, 1998 y 2001 son las que continúan vigentes (Norma Covenin 1756).

Se cree que estas normas están bastante actualizadas y es por esto que otros países las han copiado, pues les parece que están muy bien. Colombia y Venezuela tienen unas normas parecidas. Costa Rica adoptó las normas venezolanas y ahora están elaborando las suyas. ^[4]

2.7.1 Validez de las Normas Sísmicas Venezolanas.

Estas Normas establecen los criterios y requisitos mínimos de las acciones a considerar en el proyecto, fabricación, montaje y construcción de las edificaciones

que se ejecuten en el territorio nacional. Estas Normas se aplicarán tanto a las edificaciones nuevas como a la modificación, ampliación, refuerzo, reparación y demolición de las edificaciones existentes. Las obras temporales o provisionales también deberán cumplir con estas disposiciones.

2.7.2 Alcance de las Normas Sísmicas Venezolanas.

En lo que sea procedente, estas Normas se aplicarán en el proyecto de otras estructuras, como puentes, silos, elevadores de granos, tanques, depósitos, etc., siempre y cuando no colidan con normas y criterios técnicos específicos para las acciones sobre dichas construcciones. En las edificaciones que emplean sistemas constructivos no tradicionales, además de las acciones aquí establecidas, se tomarán en cuenta las que fueran particulares del sistema empleado. ^[5]

2.8 RED SISMOLÓGICA NACIONAL Y LA EVALUACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA DE VENEZUELA

La Red Sismológica de Venezuela tiene como objetivo permanente el registro y monitoreo continuo de la actividad sismológica del país, con la finalidad de formar un catálogo sismológico que permitan estudios de amenaza sísmica.

El norte de Venezuela es parte del límite entre las placas Caribe y América del Sur. La zona de contacto de estas dos placas tectónicas ha generado un sistema de fallas principales activas del tipo rumbo-deslizante dextrales orientadas aproximadamente en dirección este-oeste a lo largo de un cinturón de aproximadamente 100 a 150 Km., definido por los sistemas montañosos de los

andes venezolanos, la cordillera central y oriental, denominado sistema de fallas Oca-Ancón-Boconó-San Sebastián-El Pilar. El sistema de fallas principales está seguido por un número de fallas activas menores entre las que se encuentran: Valera, La Victoria, Tacagua – El Ávila y Urica (Schubert et al., 1984; Grases et al., 1994). El oriente de Venezuela está caracterizado por dos regímenes tectónicos: El primero está conformado por un sistema de fallas rumbo-deslizante dextral, dentro del cual se destaca la falla de El Pilar. El segundo por una zona de subducción que se extiende desde el noroeste de la región hasta el Arco de El Caribe, representado por la Antillas Menores (Schubert et al., 1984; Beltrán et. Al., 1994; Sobiesiak et al., 2002).

La Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológica (FUNVISIS) es el organismo encargado de la instalación y mantenimiento de La Red Sismológica Nacional, conformada por 35 estaciones banda ancha de tres componentes, cuya función es el registro continuo de la actividad sismológica del país generado por el sistema de fallas geológicas activas. La información adquirida por la nueva red está destinada al estudio de la sismicidad en Venezuela como producto de la interacción de las placas tectónicas, y los resultados que se derivan de esta investigación son un valioso aporte para la estimación del riesgo sísmico en el norte de Venezuela.

2.8.1 La Sismicidad en Venezuela

En gran medida, la actividad sísmica del país está asociada al sistema de fallas activo predominante: Oca-Ancón-Boconó-San Sebastián-El Pilar (figura 2.6)

generada por el continuo movimiento este-oeste de la placa Caribe con respecto a la de América del Sur. Este sistema de fallas ha sido el causante de los sismos más severos que han ocurrido en el territorio nacional, entre los que se destacan: 1812, 1900 y 1967 entre otros (Schubert et al., 1984; Grases et al., 1994).

Esencialmente, la sismicidad a nivel del territorio nacional es superficial y se concentra en los primeros 40 Km. de profundidad (Figura 2.6); exceptuando la sismicidad profunda asociada a la zona de subducción en el noreste de Venezuela entre los 20 y 120 Km. (Fernández et al., 1974; Pérez et al., 1981; Beltrán et al., 1994; Audemard and Singer et al., 1996; Pérez et al., 1997; Audemard et Al., 1999 ; Sobiesiak et al., 2000). La sismicidad en Venezuela está caracterizada por una alta tasa de microsismicidad (eventos de magnitud ≤ 3) y eventos de magnitud intermedia (entre 3 y 5), aunque la historia sísmica del país revela que han ocurrido más de 130 sismos que han causado algún tipo de daños en poblaciones venezolanas, siendo el más destructivo de todos el que ocurrió el 26 de marzo de 1812 y que afectó seriamente ciudades importantes como Mérida, Barquisimeto y Caracas, causando más de 20.000 víctimas, es decir, un 5% de la población estimada para la época (Grases et al., 1994).

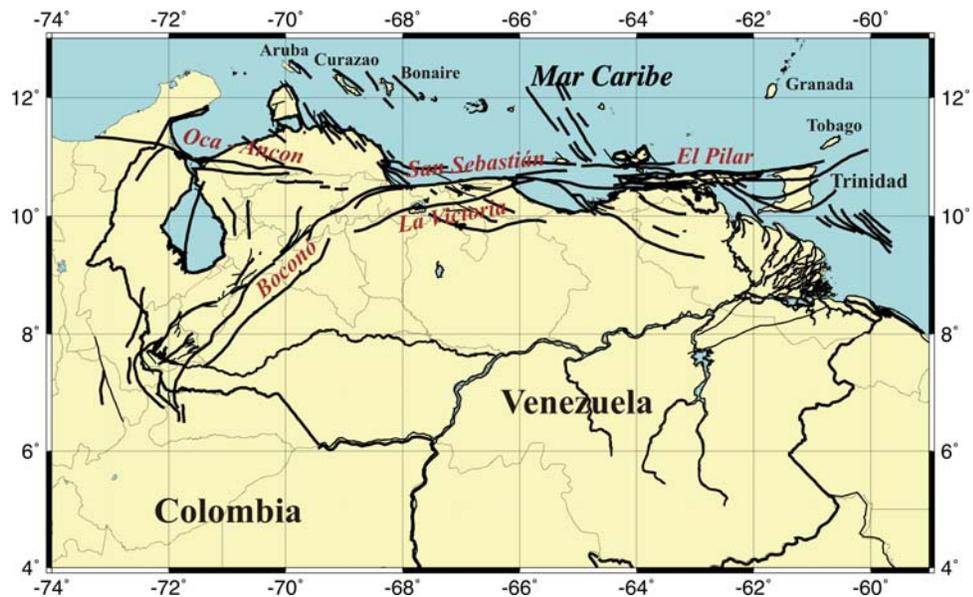


Figura 2.6 Mapa de Fallas Principales según Beltrán (1994). Fuente [7]

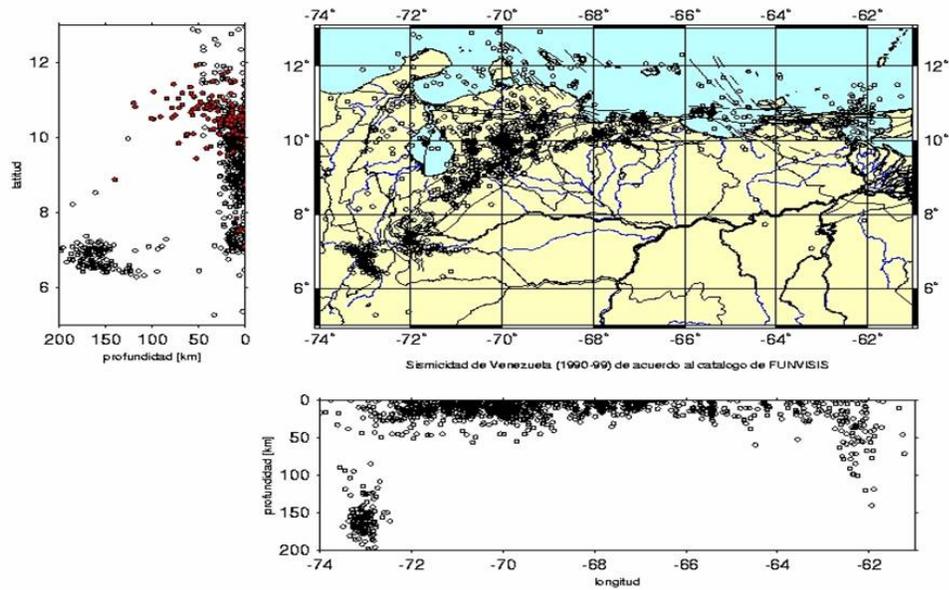


Figura 2.7 Distribución Espacial de la Sismicidad en Venezuela. Fuente [7]

2.8.2 Componentes de la Red Sismológica Nacional

Desde el año 1982, FUNVISIS ha sido el ente encargado de la instalación y mantenimiento de la Red Sismológica Nacional. En un principio se contaba con el apoyo de sólo 10 estaciones sismológicas de corto período cuya función era dar cobertura a todos los eventos sismológicos localizados en la Zona Central de Venezuela. Posteriormente al terremoto de Cariaco en 1997, el gobierno nacional aprobó el proyecto de modernización de la red sismológica con la puerta en marcha de 35 estaciones banda ancha de tres componente (Vertical, Norte-Sur y Este-

Oeste) cuya función sería dar una buena cobertura de la actividad sísmica en todo el territorio nacional. En el año 2000 comenzó el proyecto de búsqueda e instalación de las nuevas estaciones y actualmente la misma se encuentra totalmente operativa (figura 2.8). La transmisión de los datos registrados por las estaciones a la central en Caracas se realiza en tiempo real vía satélite. Ver Figura 2.8.

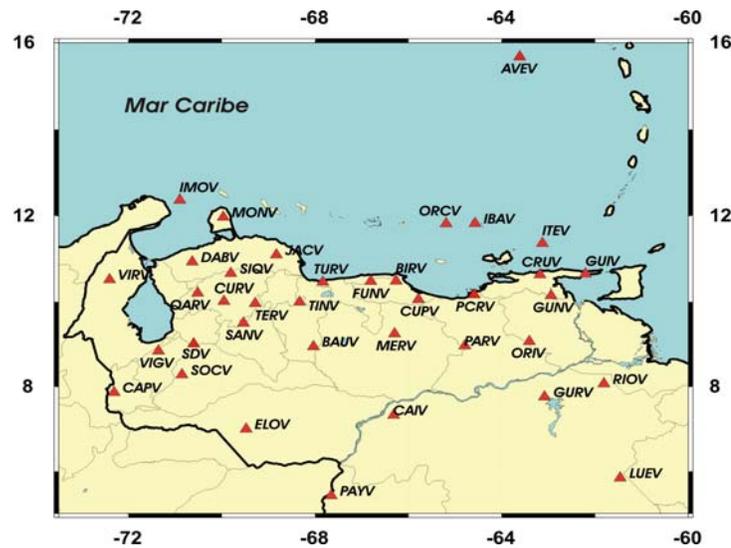


Figura 2.8 Red Sismológica Nacional. Fuente [7]

2.8.3 La Amenaza Sísmica en Venezuela

La nueva y moderna Red Sismológica Nacional ha brindado un valioso aporte en la ubicación y caracterización de la actividad sismológica del país desde su instalación en el año 2000. Una consecuencia importante del registro continuo de la sismicidad en todo el territorio nacional (y en algunos casos de la actividad desarrollada en países vecinos como Colombia y Trinidad) ha sido la conformación y constante actualización de un catálogo sismológico de gran precisión y completitud, debido a una mejora en la localización de los sismos y a que actualmente es posible detectar eventos de magnitudes más pequeñas (inferiores a 3.0). Es importante destacar que

dicha actividad es publicada trimestralmente a través del Boletín Sismológico Nacional. Así mismo, toda la sismicidad reciente se publica en la página web de FUNVISIS: <http://www.funvisis.org.ve/>

La conformación de un catálogo sismológico completo ha permitido a su vez investigaciones importantes en el área de la sismología, la geología y la ingeniería sísmica. La evaluación de la actividad sismológica reciente e histórica y la caracterización y ubicación de las fallas geológicas activas han permitido la estimación de las zonas de mayor o menor amenaza en Venezuela, a través de la elaboración de mapas de Zonificación Sísmica (figura 2.9).

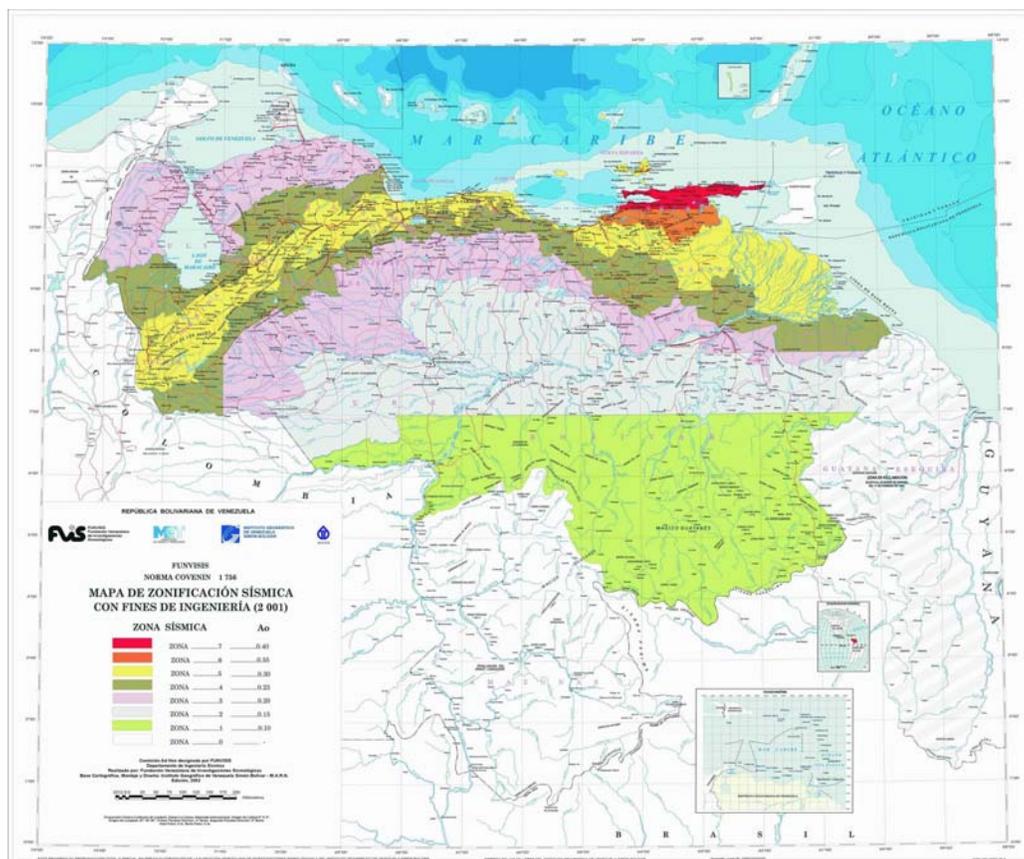


Figura 2.9 Mapa de Zonificación Sísmica (Norma COVENIN 1756-98, 2001). Fuente [7]

El Mapa de Zonificación Sísmica (Norma COVENIN 1756-98, 2001) está presentado en función del coeficiente de aceleración horizontal (A_0) en roca. Puede interpretarse de dicho resultado que el norte de Venezuela presenta las zonas de mayor riesgo sísmico (siendo el estado Sucre el catalogado como de mayor riesgo).

Una consecuencia importante del mapa de Zonificación Sísmica es la elaboración, en base a sus resultados, de Normas de Construcción Sismorresistentes (2001) adecuadas a la realidad sísmica de Venezuela. La resistencia sísmica de una estructura desarrollada por los ingenieros siguen las instrucciones de la norma de acuerdo al grado de amenaza de la región. Idealmente, todas las estructuras construidas en nuestro país deberían estar de acuerdo con dicha norma. La última actualización de la Norma de Construcción Sismorresistente se llevó a cabo en el año 2001, tomando en cuenta los resultados aportados por el terremoto de Cariaco en 1997.

Por otro lado, la mejora en la localización de los sismos también ha permitido desarrollar estudios que permitan recalcular nuestras actuales ecuaciones de magnitud y modelos de velocidad de las ondas sísmicas (proyectos que se encuentran actualmente en progreso). Igualmente se espera poder realizar nuevos y mejorados modelos de tomografía sísmica en toda Venezuela, cuyo objetivo será el modelaje de la corteza terrestre y marina.

2.8.4 Relación entre FUNVISIS y las Universidades del País

Debido a que gran cantidad de población vive en la zona norte de Venezuela, justo en las regiones catalogadas como de gran riesgo sísmico, la investigación en el área de la sismología es de gran importante en nuestro país. Sin embargo, más allá de la investigación que se ha efectuado hasta la fecha, y aquella que se tiene planificada para el futuro, es esencial que esta información sea del conocimiento público. Debido a que la ciencia actualmente no puede predecir un terremoto, y al hecho de que no puede detenerse la actividad sísmica, es de gran relevancia preparar a la población sobre qué hacer antes, durante y después de un sismo. La preparación es una forma efectiva de reducir el riesgo de pérdida de vidas humanas y daños a las estructuras ocasionadas por un terremoto de gran magnitud.

Ha existido un fuerte vínculo entre FUNVISIS y las diversas universidades del país, y entre ambas se han desarrollado diversos proyectos de investigación que han aportados resultados importantes en el área de la sismología en Venezuela. Estos trabajos se han hecho públicos a través de congresos y publicaciones científicas, tanto en eventos y revistas venezolanas como extranjeras. De igual forma, se han realizado pasantías y tesis de pregrado y postgrado entre la fundación y universidades de todo el país. Es importante mencionar que algunos investigadores de FUNVISIS imparten clases de sismología, geofísica y geología en universidades como la Universidad Central de Venezuela y Simón Bolívar a nivel de pregrado y postgrado.

Una manera de estrechar los lazos ya existentes podría ser a través de asesorías en las cuales investigadores de FUNVISIS y otras universidades tendrían la oportunidad de intercambiar experiencias, datos, técnicas aprendidas y conocimientos adquiridos en el área de la sismología, geología, geofísica e ingeniería. Una manera rápida y efectiva para obtener dicha retroalimentación sería a través de charlas, talleres y cursos dados periódicamente, ya sea en las mismas universidades o en FUNVISIS. Las mismas podrían ser dadas de forma individual o como parte de aquellas asignaturas que manejen los temas de riesgo en Venezuela. Igualmente, FUNVISIS podría dar talleres de prevención sísmica a través de las actividades desempeñadas por el Aula Sísmica "Madeleilis Guzmán". Es importante también el desarrollo de proyectos de investigación a través de tesistas y pasantes de otras universidades como parte de la formación de una nueva generación de científicos e ingenieros que garantizarán una continuidad en los estudios en materia de riesgo en nuestro país, y por consiguiente, un intento de minimizar ese riesgo para aquella población que vive en zonas de gran amenaza sísmica. ^[7]

2.9 BOSQUEJO ACERCA DE LOS EFECTOS TORSIONALES

2.9.1 Generalidades

Los efectos torsionales sobre las edificaciones dependen fundamentalmente de las distribuciones de masa y de rigidez en sus plantas o entrepisos. Las estructuras pueden clasificarse en simétricas, cuando coinciden las posiciones de los centros de masa (C.M.) y de rigidez (C.R.) de las plantas, y asimétricas cuando no coinciden; en este último caso existen excentricidades nominales (e_x , e_y) entre dichos centros (Figura 2.10). Llamaremos uni-asimétricas a las plantas que tienen una sola excentricidad en una dirección principal (p.ej.: $e_x \neq 0$, $e_y = 0$) y bi-asimétricas a las que presentan ambas excentricidades ($e_x \neq 0$, $e_y \neq 0$). Las plantas (en forma precisa para edificaciones de un nivel y en forma aproximada para edificaciones de varios niveles) pueden dividirse en dos zonas para cada dirección del análisis: zona flexible y zona rígida. Para una determinada dirección de los planos resistentes, llamamos zona flexible a la que va desde el C.R. hasta el extremo que está más cercano al C.M. que al C.R., y zona rígida al resto de la planta que va desde el C.R. hasta el extremo opuesto (Figura 2.10(a)). Bajo la acción de una fuerza cortante estática, cuando ésta se aplica en el C.R. la planta se desplaza en traslación, mientras que cuando se aplica en el C.M. sobrelleva traslación más torsión con incrementos de los desplazamientos en la zona flexible y decrementos en la zona rígida, respecto al desplazamiento del C.R. Este fenómeno es el origen del nombre que reciben ambas zonas.

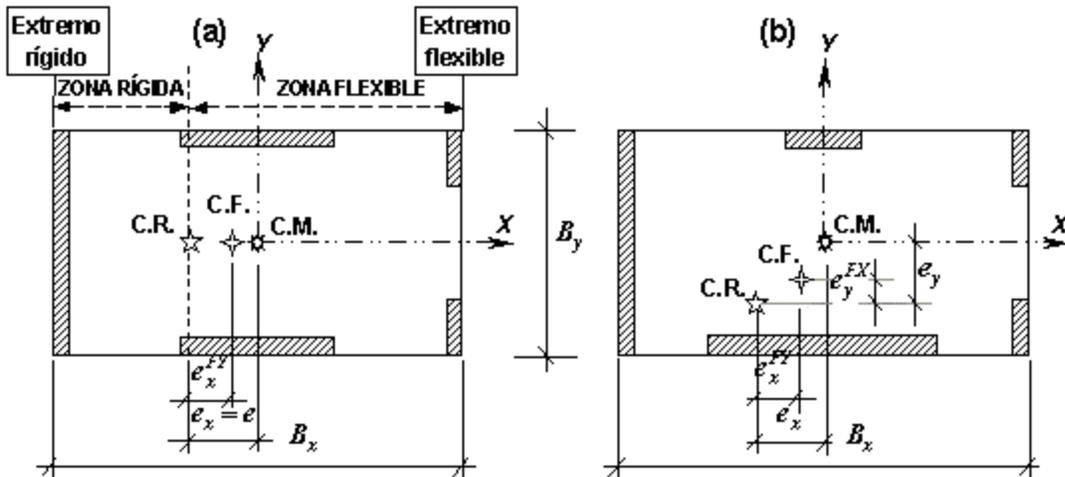


Figura 2.10 Modelos del Sistema Estructural: (a) Planta Uni-asimétrica; (b) Planta bi-asimétrica. Fuente [3].

Ahora bien, cuando la estructura es excitada por un movimiento sísmico, los desplazamientos máximos probables en los distintos puntos de la planta son diferentes a los correspondientes a la acción de la fuerza cortante de piso actuando estáticamente en el C.M. En relación con éstos, los desplazamientos se reducen o aumentan dependiendo de la zona de la planta y de ciertas condiciones que se comentan más adelante. Este fenómeno suele denominarse amplificación dinámica (torsional). Se producen así variaciones en las demandas, bien sea demandas de resistencia en el rango de respuesta elástica o demandas de ductilidad para el rango de respuesta inelástica.

2.9.2 Clasificación de los Efectos Sísmicos Torsionales

Desde la perspectiva de sus causas los efectos sísmicos torsionales suelen clasificarse en: a) efectos intrínsecos, correspondientes a la influencia de las propiedades nominales (inercias, rigideces, excentricidades) en la respuesta dinámica ante las componentes traslacionales del sismo, y b) efectos accidentales que engloban la influencia de las variaciones aleatorias de las distribuciones de masa, rigidez y resistencia, y la influencia de la componente rotacional del sismo.

Desde la perspectiva de sus consecuencias, los efectos torsionales pueden dividirse en: a) efectos elásticos, que se desarrollan mientras todos los elementos resistentes de la estructura permanecen en el rango de conducta lineal, usualmente ante la acción de sismos moderados y b) efectos inelásticos, que corresponden a la situación en que algunos elementos resistentes de la estructura entran en el rango de conducta no-lineal y ocurren ante la acción de los sismos más severos.

2.9.3 Torsión intrínseca

La torsión intrínseca elástica, está caracterizada por la respuesta dinámica nominal en rango lineal, ante componentes sísmicas traslacionales. Como modelo de referencia consideramos un sistema estructural de un nivel constituido por un diafragma horizontal con masa y absolutamente rígido en su plano, y una estructura sin masa vinculada al diafragma y con conducta elástica lineal (Figura 2.10). Los resultados que se obtienen con este modelo son representativos de la respuesta de los edificios regulares, que tengan distribuciones semejantes de masa y de rigidez en el conjunto de plantas y por tanto sus centros de masa y de rigidez estén aproximadamente alineados verticalmente.

Llamemos m la masa total distribuida en la planta, C.M. el centro de masa y $j = mr^2$ la inercia rotacional, donde r es el radio de giro inercial. La distribución de los elementos de la estructura establece dos ejes principales (X , Y) y la posición del

centro de rigidez (C.R.). Admitimos movimiento de la masa solo en el plano horizontal, descrito por 2 traslaciones (u_x , u_y) y una rotación de eje vertical (u_θ). Quedan definidas dos excentricidades nominales (e_x , e_y) entre el C.R. y el C.M. (figura 2.10).

El problema que nos ocupa, cual es el de la amplificación dinámica que ocurre en los desplazamientos de los planos resistentes, puede expresarse en función de pocos parámetros adimensionales: (a) los índices de excentricidad $\varepsilon_x = e_x / r$; $\varepsilon_y = e_y / r$; y (b) los cocientes de frecuencias $\Omega_x = \omega_\theta / \omega_x = r_{tx} / r_y$ y $\Omega_y = \omega_\theta / \omega_y = r_{ty} / r$. Donde: ω_θ , ω_x y ω_y son las frecuencias desacopladas torsional, traslacional-X y

traslacional-Y respectivamente; $r_{tx} = \sqrt{K_\theta / K_x}$ y $r_{ty} = \sqrt{K_\theta / K_y}$
 $r_{ty} = \sqrt{K_\theta / K_y}$ $r_{tx} = \sqrt{K_\theta / K_x}$ son los radios de giro torsional en direcciones X y Y; K_θ

es la rigidez torsional respecto al C.M.; K_x y K_y son las rigideces traslacionales del sistema en direcciones X y Y; r es el radio de giro inercial arriba definido. Llamamos plantas torsionalmente rígidas a las de valores grandes de Ω , debidos a elevadas rigideces cercanas al perímetro de la planta, y plantas torsionalmente flexibles a las de valores pequeños de Ω , debidos a concentraciones de rigidez hacia el centro de las plantas.

En el caso de plantas uni-asimétricas simplificamos la nomenclatura; por ejemplo, si: $e_y = 0$ designamos $e = e_x \neq 0$ (figura 2.10 (a)) y denominamos $\varepsilon = e/r$ y $\Omega = \omega_\theta / \omega_y$ ya que no ocurre amplificación en dirección X y los otros parámetros no influyen en la amplificación dinámica en dirección Y.

Es importante que el cálculo de los desplazamientos máximos probables se efectúe siguiendo un criterio de combinación que tome en cuenta la correlación entre las respuestas modales de periodos cercanos, como es el Criterio de la Combinación Cuadrática Completa, (en inglés: "Complete Quadratic Combination", CQC) . En él las respuestas modales R_i y R_j en los modos i y j se combinan mediante la expresión:

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n C_{ij} R_i R_j} = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i}^n 2 C_{ij} R_i R_j} \quad (2.1)$$

donde C_{ij} es un coeficiente de correlación modal que se estima de acuerdo a varias hipótesis estadísticas. Por ejemplo, Rosenblueth y Elorduy lo estimaron como:

$$C_{ij} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\sqrt{1 - \xi^2} \omega_j - \omega_i}{\xi \omega_j + \omega_i} \right)^2} \quad (2.2)$$

mientras que más recientemente Der Kiureghian ha propuesto el valor:

$$C_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 (1 + a_{ij}) \cdot a_{ij}^{3/2}}{(1 - a_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot a_{ij} (1 + a_{ij})^2} \quad (2.3)$$

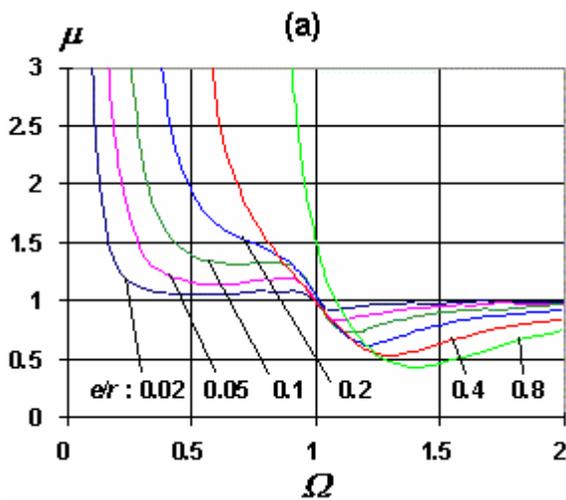
donde ξ es la fracción de amortiguamiento crítico y a_{ij} es el cociente de frecuencias ω_i / ω_j

Ambas formulaciones conducen a prácticamente los mismos resultados, ya que sus valores son muy cercanos entre sí cuando las frecuencias modales son cercanas y solo difieren apreciablemente para frecuencias distantes. Viendo la expresión (2.1) puede decirse que el criterio CQC es una extensión del criterio de la "raíz cuadrada de la suma de cuadrados" (RCSC), pero debe destacarse que la simplificación de

usar este último, es decir tomar $R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2}$, puede llevar a importantes errores en la estimación de las respuestas torsionales acopladas, ya que el caso de modos con frecuencias cercanas es muy común, y entonces el segundo término del segundo miembro de la expresión (2.1) modifica significativamente el valor de R . Por ejemplo, en una planta uni-asimétrica con $\varepsilon = 0.05$ y $\Omega = 1 \pm 0.1$, la diferencia en los

desplazamientos debido al no recomendable uso del criterio RCSC puede ser de hasta un 20 % por defecto o 35% por exceso, respecto a la mejor estimación del criterio CQC.

En la figura 2.11 mostramos las modificaciones (μ) de los desplazamientos de los extremos rígido y flexible en dirección Y, respecto al caso de respuesta del sistema simétrico ($e = 0$) en traslación pura, de una planta uni-asimétrica con relación de aspecto $B_x/B_y = 2$, para una componente sísmica de dirección Y con espectro plano. Véase que en el extremo flexible ocurren magnificaciones en casi todos los casos, mientras que en el extremo rígido ocurren reducciones para plantas torsionalmente rígidas, pero en cambio ocurren magnificaciones para plantas torsionalmente flexibles. En este caso resulta además que el desplazamiento del extremo rígido puede ser superior al del extremo flexible (para excentricidades pequeñas), contrariamente a lo que ocurre para plantas torsionalmente rígidas.



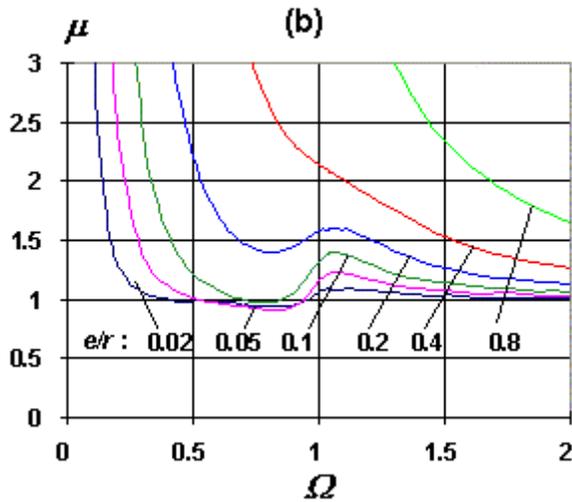


Figura 2.11 Modificaciones (μ) de los desplazamientos en los extremos de una planta uni-asimétrica con $B_x/B_y = 2$, sometida a sismo en dirección Y de espectro plano, respecto al caso de planta simétrica ($e = 0$): a) extremo rígido; b) extremo flexible. Fuente [3]

En gran parte de los casos los efectos torsionales intrínsecos inelásticos resultan ser algo menores a los que se dan bajo el rango lineal, en relación con los respectivos efectos traslacionales. El fenómeno es más complejo pues depende también de las distribuciones de resistencia de los pórticos o muros (aunque puede tratarse de simplificar mediante la posición del centro de resistencias). Además, aún en el caso de plantas uni-asimétricas, las rigideces y resistencias de la dirección transversal simétrica, y la excitación traslacional que reciban, influyen en la respuesta de la dirección asimétrica, principalmente por la variación con el tiempo de su contribución a la rigidez torsional. Sin embargo, podemos inferir algunas correspondencias generales entre las respuestas elástica e inelástica. Particularmente: a) en las plantas torsionalmente rígidas aumentan poco las respuestas en la zona flexible y disminuyen en la zona rígida; b) en las plantas

torsionalmente flexibles aumentan considerablemente las respuestas en ambas zonas de la planta.

2.9.4 Torsión Adicional

2.9.4.1 Conceptos fundamentales

La variación de las propiedades nominales de las plantas puede conducir a importantes modificaciones de la respuesta torsional. Variaciones aleatorias de las rigideces de los elementos resistentes conducen a traslados de la posición del centro de rigidez. Igualmente, la masa de la planta no siempre se distribuye como se previó en el diseño y origina traslados de la posición del centro de masa. Ambas mudanzas de las posiciones nominales de dichos centros conducen a variaciones de las excentricidades nominales, las cuales son una variable fundamental en la respuesta torsional, tal como se ilustra en la Figura 2.11. Menos importantes son las variaciones de masa y rigidez totales o de los radios de giro inercial y torsional. En la torsión accidental se suelen incorporar también los efectos de la excitación rotacional del sismo, pero últimamente se ha encontrado que su influencia es menor de la que se había supuesto anteriormente. En el caso de respuesta inelástica debe considerarse también la variación aleatoria de resistencias como fuente de variación de las excentricidades y de la rigidez torsional.

Se investigó detenidamente la variación de la posición del centro de rigidez. Los valores característicos de tal variación dependen del material estructural y de la distribución de planos resistentes en la planta. La figura 2.12(a) muestra algunos resultados tomados de ese trabajo. Se encuentra que para edificaciones típicas de concreto armado el centro de rigidez puede trasladarse hasta un 6% del ancho de la planta respecto a su posición nominal, con una media de alrededor del 1.4%. Para edificaciones típicas de acero la variación máxima es de un 4% del ancho de la planta con una media de 0.7% aproximadamente.

La variación del centro de masa ha recibido menos atención recientemente, aunque existen algunas referencias antiguas que soportaron las recomendaciones tradicionales. Para el desarrollo de la nueva Norma Venezolana se estudió la variación del centro de masa de un par de edificaciones típicas de nuestro medio, que representan prácticamente los casos extremos de variación. Por un lado, una edificación de concreto armado para uso de vivienda con losas nervadas y paredes de arcilla. Por otro, una edificación de acero para uso de oficinas con losas livianas y tabiques livianos. El primer caso representa una estructura relativamente pesada con cargas variables pequeñas y el segundo una estructura relativamente liviana con cargas variables grandes. Por tanto, en el segundo caso se obtendrán mayores variaciones de la posición del centro de masa que en el primero. Se consideró una probable variación de la distribución de paredes o tabiques, una pequeña variación de las cargas permanentes y todas las distribuciones posibles de la carga variable que conducen a una carga variable total igual al 25% de la carga variable nominal, que estipula nuestra Norma que se tome como carga variable conjunta con la permanente, a efecto de calcular las acciones sísmicas. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 2.12(b). Se encuentra que para la estructura de concreto armado la posición del centro de masa puede variar hasta un 7% del ancho de la planta con una media de un 2%, mientras que para la edificación de acero la posición del centro de masa puede variar hasta un 12% del ancho de la planta con una media de un 3.3%.

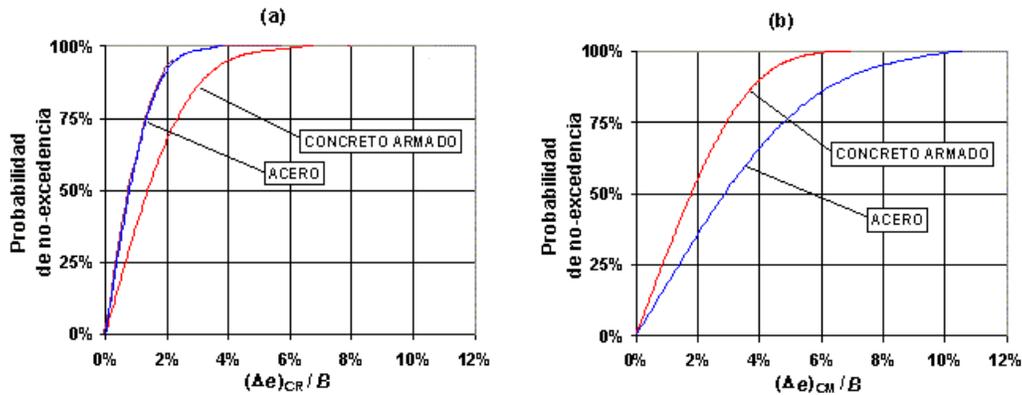


Figura 2.12 Probabilidades de no-excedencia del Cociente entre la Variación de Excentricidad Δe y el Ancho de Planta B , para Edificaciones Típicas de Concreto Armado y Acero: a) Debido a Variación de la Posición del C.R.; b) Debido a Variación de la Posición del C.M. Fuente [3]

Una consecuencia interesante, que permite simplificar las recomendaciones normativas, es que las magnitudes relativas de las variaciones de las posiciones de los centros de rigidez y de masa de los dos tipos de edificaciones tienden a dar valores semejantes de la variación total de excentricidades. Como la correlación estadística entre aquellas variaciones es despreciable, podemos sumarlas, encontrando que la variación total de excentricidad para edificaciones de concreto armado puede ser hasta de un 13% del ancho de la planta con una media de un 3.4%, y para edificaciones de acero puede ser hasta de un 16% del ancho de la planta con una media de un 4%. A efectos de la fundamentación y evaluación del método propuesto tomamos una media de variación de un 3.7%.

Se estudió también la excitación rotacional a partir de registros sincronizados en la base de edificios de California sometidos a sismos recientes. Se obtuvieron espectros rotacionales menores a otros supuestos anteriormente, pero con la misma característica básica, a saber: que la zona de máxima respuesta queda limitada a periodos más cortos (entre 0.1 y 0.3 seg) que en los espectros traslacionales. Los

efectos de la excitación rotacional dependen de las dimensiones de la base de la edificación, siendo directamente proporcionales a las mismas. Esta dependencia conduce a la dificultad de establecer una prescripción precisa de validez uniforme para todas las edificaciones, pero que pasa a ser menos importante debido a la comentada rebaja del espectro encontrado. Para las evaluaciones de este estudio, a partir de la revisión de una muestra de edificaciones del país hemos tomado como ancho mayor de la edificación el valor promedio de 35 m, y como relación promedio de anchos $B_x / B_y = 2$. En la figura 2.13 puede observarse el espectro rotacional construido según los resultados en una zona con aceleración en traslación $A(T = 0)/g = 0.4$ normalizado a unidades de traslación para una planta de radio de giro igual a 11.3 m, correspondiente a $B_x / B_y = 2$ y $B_x = 35$ m, Puede observarse que las máximas aceleraciones equivalentes son del orden del 14% de las traslacionales, y que ocurren en la zona de periodos entre 0.1 y 0.3 seg.

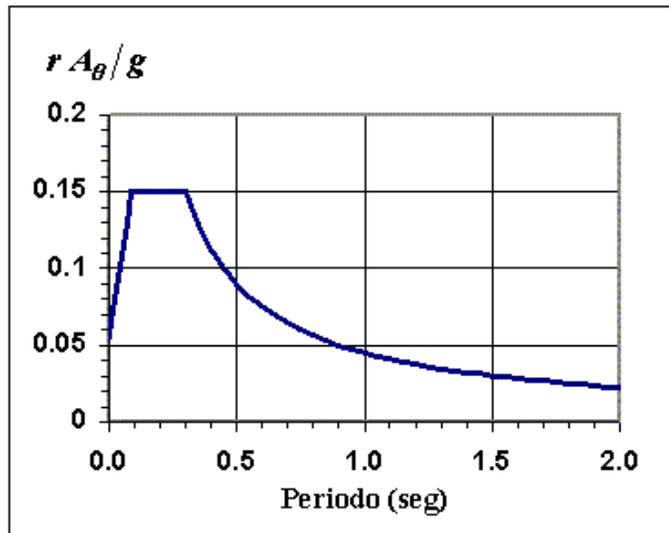


Figura 2.13 Espectro Rotacional Normalizado a Traslacional para $r = 11.3$ m, Correspondiente a Planta con $B_x/B_y = 2$, $B_x = 35$ m. Fuente [3]

2.9.4.2 Efectos en los desplazamientos

Calculamos la modificación de los desplazamientos que ocurren bajo la acción conjunta de las componentes traslacionales y rotacional del sismo, considerando modificaciones probables de las excentricidades en ambas direcciones ortogonales. A tal fin efectuamos variaciones de la posición del C.M. dejando fijo el C.R., simulando así el efecto conjunto de las variaciones de ambos centros. Suponemos que es poco probable que las variaciones máximas de las dos direcciones ortogonales ocurran simultáneamente; en consecuencia, cuando ocurre la variación máxima en una dirección imponemos que en la ortogonal sea nula. Los casos de variaciones simultáneas en ambas direcciones los tomamos a lo largo de una elipse que pasa por los puntos de variación máxima. Hemos tomado nueve (9) posiciones del C.M en los análisis efectuados, las cuales se observan en la figura 2.14: la posición nominal (punto 0); las posiciones de máxima variación en cada dirección, siendo nula la variación en la dirección ortogonal (puntos 1, 3, 5 y 7); y 4 posiciones de variación simultánea en ambas direcciones, en los puntos de la elipse que interceptan a las diagonales del rectángulo circunscrito (puntos 2, 4, 6 y 8). Nótese que en el caso de plantas cuadradas las variaciones son iguales en cada dirección del plano, a lo largo de una circunferencia de centro en la posición nominal del C.M.

Punto 0 = C.M. nominal

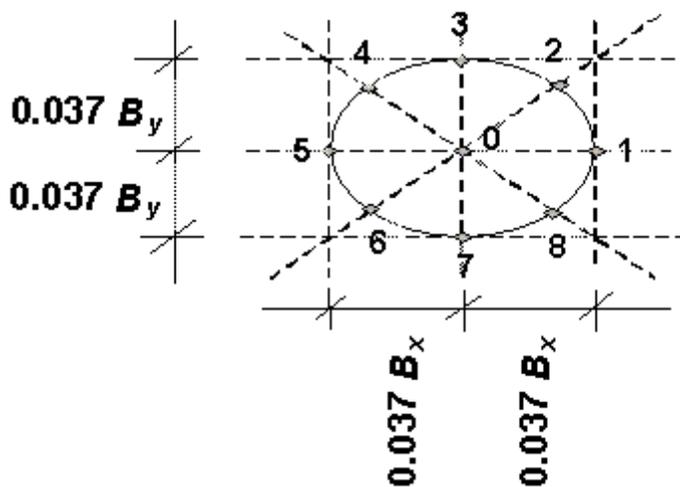


Figura 2.14 Puntos (0 al 8) en Formación Elíptica, Utilizados como Posiciones del C.M. en los Análisis que Toman en Cuenta los Efectos Accidentales. Fuente [3]

Para cada uno de los nueve puntos calculamos los desplazamientos máximos de los extremos de la planta bajo la acción de una componente sísmica rotacional y dos componentes traslacionales simultáneas, tomadas según todas las direcciones posibles. Nótese que aunque tengamos una planta nominalmente uni-asimétrica, para la cual podamos obtener los desplazamientos nominales con la acción de una sola componente sísmica, cuando consideramos los efectos accidentales la planta se convierte en bi-asimétrica en varios casos, motivo por el cual es necesario considerar la acción de dos componentes sísmicas. Las incorporamos empleando una metodología la cual permite obtener el caso más desfavorable, para la menor componente principal un espectro igual al 70% del espectro de la mayor, valor promedio que se infiere de algunas estadísticas. Luego como desplazamiento crítico, ante las "accidentalidades" establecidas, tomamos la envolvente de los desplazamientos máximos obtenidos en los nueve análisis.

En la figura 2.15 pueden observarse las modificaciones (μ) entre los desplazamientos críticos de los extremos rígido y flexible de una planta uni-asimétrica, respecto al caso de respuesta del sistema simétrico ($e = 0$) en traslación pura, considerando una variación máxima de excentricidades del 3.7% del ancho de la planta en cada dirección ortogonal. Fijamos la relación de aspecto $B_x/B_y = 2$ con $B_x = 35$ m (a efectos de la influencia de la excitación rotacional), y periodos de vibración desacoplados de 0.5 seg. en cada dirección. Podemos valorar los efectos de la accidentalidad por comparación con los resultados de la figura 2.14: nótese que los incrementos de desplazamientos son notorios para plantas torsionalmente flexibles, mientras que son de menor importancia para plantas torsionalmente rígidas.

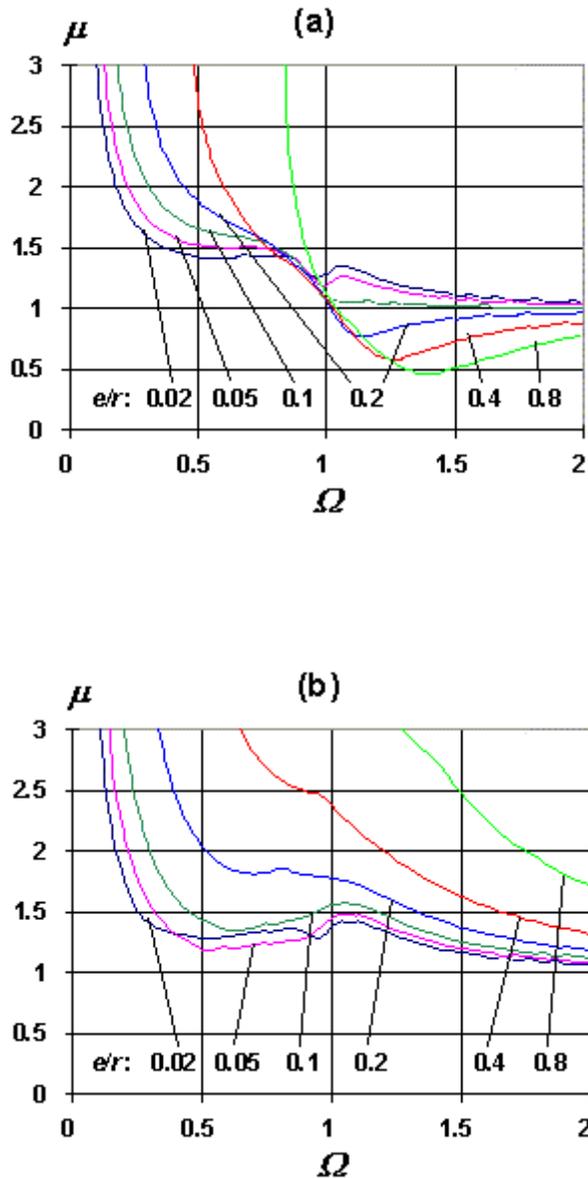
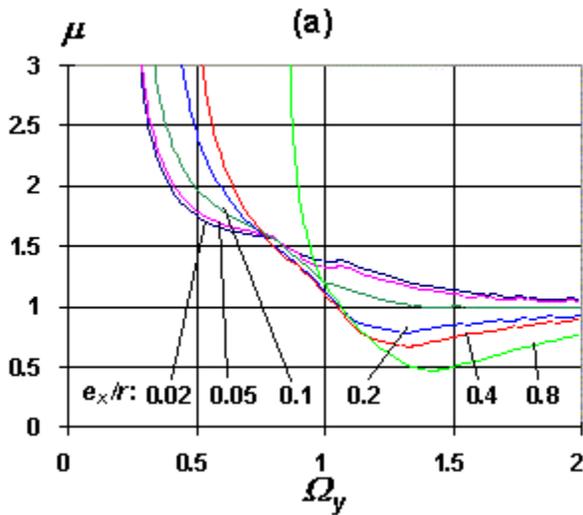


Figura 2.15 Modificaciones (μ) de los Desplazamientos en los Extremos de Dirección Y, Respecto a los Desplazamientos del Sistema Simétrico ($e = 0$). Planta uni-asimétrica con $B_x/B_y = 2$, $B_x = 35$ m, $T_x = T_y = 0.5$ seg., Sometida a Componentes Sísmicas Traslacionales y Rotacional, Considerando $\pm 0.037(B_x \text{ ó } B_y)$ de Variación Accidental Máxima de la Excentricidad: a) Extremo Rígido; b) Extremo Flexible. Fuente [3]

En la figura 2.16 tenemos las modificaciones (μ) entre la envolvente de desplazamientos de los extremos rígido y flexible de una planta bi-asimétrica, respecto al sistema simétrico en traslación pura, considerando la misma variación máxima de excentricidades del 3.7% del ancho de la planta en cada dirección ortogonal. Fijamos $\varepsilon_y = 0.2$, manteniendo los otros parámetros: relación de aspecto $B_x / B_y = 2$, $B_x = 35$ m, y periodos de vibración desacoplados de 0.5 seg. en cada dirección. Por comparación con la Figura 2.15 podemos valorar los efectos de una excentricidad ortogonal a la dirección analizada. Vemos que los desplazamientos se incrementan respecto al caso de planta uni-asimétrica, en cierta medida para plantas torsionalmente flexibles, pero escasamente para plantas torsionalmente rígidas.



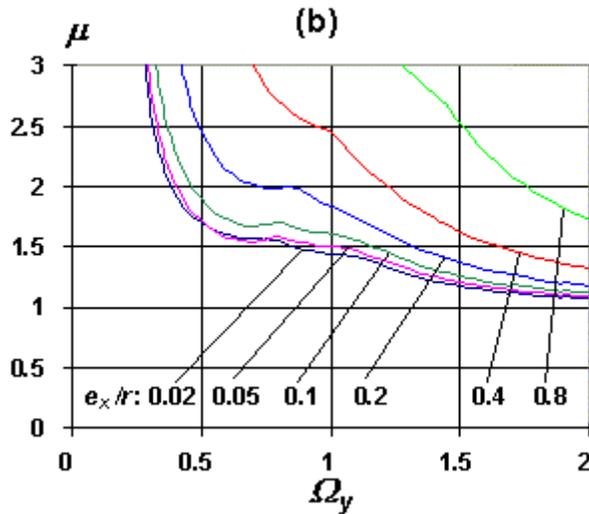


Figura 2.16 Modificaciones (μ) de los Desplazamientos en los Extremos de Dirección Y, Respecto a los Desplazamientos del Caso del Sistema Simétrico ($e = 0$). Planta Bi-asimétrica con $S_y = 0.2$, $B_x/B_y = 2$, $B_x = 35$ m, $T_x = T_y = 0.5$ seg, Sometida a Componentes Sísmicas Traslacionales y Rotacional, Considerando $\pm 0.037(B_x \text{ ó } B_y)$ de Variación Accidental Máxima de la Excentricidad: a) Extremo Rígido; b) Extremo Flexible. Fuente [3]

Es de interés anotar que de las figuras 2.10, 2.15 y 2.16 se infiere que es importante efectuar limitaciones de la relación entre las excentricidades y los índices de rigidez torsional Ω . Para una excentricidad dada existe un valor mínimo posible de Ω al cual no conviene acercarse porque los desplazamientos crecen excesivamente. También se desprende que las plantas torsionales muy flexibles ($\Omega < 0.5$) son riesgosas, aún si se tienen excentricidades nominales muy bajas, pues debido a los efectos accidentales los desplazamientos son grandes pero además poco controlables, ya que una pequeña variación de los parámetros puede modificar aquellos en gran medida. Esta problemática se ha recogido en la Norma para

caracterizar irregularidades en planta, con sus correspondientes penalizaciones, como se indica más adelante.

2.9.4.3 Respuesta inelástica

El problema de la torsión accidental inelástica no está prácticamente estudiado, tendiendo a considerarse que en el diseño los incrementos por causa de "accidentalidad" pueden derivarse mediante los mismos algoritmos que en el caso elástico. Por otro lado, suele considerarse que las variaciones de masa y rigidez son de menor importancia frente a las derivadas de las variaciones de resistencia aleatorias y sus consecuencias no-lineales. Con cierta frecuencia en la literatura técnica aparece parcialmente justificada la excentricidad accidental normativa (estática) como compensación de este fenómeno. En todo caso, esto es un criterio que refuerza la inclusión de la "accidentalidad" en las normas. ^[3]

CAPÍTULO III

DESARROLLO

3.1 EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS VENEZOLANAS DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES.

Inicialmente, en Venezuela y en otras partes del mundo, el diseño estructural se basaba en resistencia para acciones determinadas con métodos elásticos lineales. Se establecía que “todo edificio y cada una de sus partes debe ofrecer resistencia suficiente para soportar con seguridad las cargas permanentes y accidentales” (Normas para el Cálculo de Edificios, 1947). Estos requisitos se complementaban con un Manual para el Cálculo de Edificios (M.O.P, 1945), para facilitar “el estudio y la revisión de los cálculos justificativos que deben acompañar a todo proyecto”. Además, se contaba con las Normas para la Construcción de Edificios (M.O.P, 1944), instrumento que servía “para reglamentar la construcción de los edificios nacionales”, creando una mística particular acerca de una inspección exigente sobre todo a las obras públicas, esto basado en la concepción europea de la construcción. El diseño, la construcción, la inspección, el mantenimiento y la rehabilitación son ahora elementos fundamentales para la ingeniería basada en desempeño, sobre la base de que “Un diseño solo puede ser efectivo si puede ser construido”, Bertero (1997). Posteriormente, se promulgaron las Normas para el Cálculo de Edificios (M.O.P, 1955) “basadas en los principios aceptados en la Teoría de de la Elasticidad y la Resistencia de Materiales y considera con las debidas justificaciones los conceptos de plasticidad y de ruptura”. Esta normativa introdujo mejoras en las construcciones de mampostería, estuvo vigente mucho tiempo y solo se cambió ante la ocurrencia del Terremoto de Caracas de 1967. Tres meses después se validan las Normas Provisionales para Construcciones

Antisísmicas (M.O.P, 1967), con las primeras incursiones para lograr un control basado en desempeño. Se introducen la clasificación y el uso estructural, identificación de los suelos, derivas laterales máximas, torsión, efecto P-delta, Momento de vuelco, elementos no estructurales, separación por colindancia, método estático equivalente para edificaciones menores de 20 pisos y los métodos dinámicos para mayores alturas (Grases et al, 1984; Lobo Quintero y Thomson, 1994).

En Junio de 1978, se publicó el ATC 3-06, provisiones tentativas para ser utilizadas en el desarrollo de normas para el diseño y construcción de edificios, tomando en cuenta que la seguridad de vidas era la consideración primordial para el diseño de las construcciones, que debían cumplir con la siguiente filosofía:

Resistir sismos menores sin causar daños.

Resistir sismos moderados sin causar daños estructurales significativos, pero con algún daño no estructural.

.Resistir sismos grandes o severos sin mayor falla estructural o de sus componentes y equipos, para mantener la seguridad de vidas. Se reconoce también que para ciertas edificaciones críticas, particularmente aquellas esenciales a la seguridad pública, y para ser usadas en caso de emergencia, los proyectistas deben disponer de criterios que permitan diseñarlas para que permanezcan operativas durante y después de un sismo.

Estas pautas que son el fundamento del diseño basado en desempeño, fueron recogidas, incorporadas y redactadas de diversas maneras, ya sea como artículos o comentarios en códigos o normas. Dentro del articulado de la propuesta del Código Antisísmico de Mérida, (Lobo Quintero, 1979), se procura: (a). Evitar la pérdida de vidas. (b). Disminuir los daños a las construcciones. (c). Evitar daños a otras edificaciones. (d). Garantizar la seguridad de las personas y de las propiedades. Aquí se introduce un espectro tri-lineal, se amplía la clasificación estructural, se

incorpora la regularidad, se dan criterios para el diseño de diafragmas, confinamientos en el concreto, instrumentación de estructuras y se cubren las modificaciones y las reparaciones. En 1987, para sustituir a las Normas Provisionales MOP-67, con la motivación dada por los daños ocurridos durante los terremotos de 1985 en Chile el 3 de marzo ($M_s = 7.8$) y en México del 19 de Septiembre ($M_s = 8.1$), se promulgó la Norma Venezolana para Edificaciones Antisísmicas Covenin 1756-87. En este instrumento se establece “(a). Que el sistema resistente a sismos debe concebirse de forma tal que la falla prematura de unos pocos elementos no amenace la estabilidad de la edificación. (b). Que los efectos de las acciones sísmicas se analicen suponiendo comportamiento elástico lineal de acuerdo a los principios de la Teoría de Estructuras y (c). Se acepta que se verificará que las deformaciones de los elementos estructurales sean compatibles entre sí, sin exceder su capacidad resistente”. Estas Normas ratifican el método de diseño por resistencia, incluyendo los factores de reducción de respuesta R y aplican como preponderante el concepto de viga débil y columna fuerte. En los comentarios, “de una manera general, se espera que las edificaciones diseñadas, cumplan con las siguientes pautas:

- a) No sufran daños bajo la acción de sismos menores.
- b) Resistan sismos moderados, con algunos daños económicamente reparables en elementos no estructurales.
- c) Resistan sismos intensos sin colapsar aunque con daños estructurales importantes”.

La extensión de las normas se realiza hasta el año 2001, con actividades interrumpidas por la Comisión designada en 1990, que elaboró el articulado final estimulada por los daños causados por el Terremoto de Cariaco del 09-07-1997. Este documento titulado “Norma Covenin 1756 -98 - Edificaciones Sismorresistentes, 2001” establece en el artículo 3.5 los fundamentos básicos, aceptando absorción y disipación de energía bajo acciones alternantes con

mecanismos que no comprometan la estabilidad de la edificación, el uso de factores de reducción de respuesta R , aplicación de espectros de diseño inelástico, se amplía el rango de los métodos elásticos lineales estáticos, dinámicos espectrales y dinámicos con acelerogramas, incluyendo modelos con diafragmas flexibles, para los casos de estructuras irregulares. Se hace un avance importante hacia el diseño por desempeño, aceptando procedimientos de análisis inelástico aunque “con carácter auxiliar”, para obtener índices de ductilidad global y/o factores de reducción de respuesta. En los comentarios, “De una manera general, se espera que las edificaciones proyectadas según esta Norma satisfagan lo siguiente:

- a) Bajo movimientos sísmicos menores o frecuentes, solo pueden aceptarse daños no estructurales despreciables, que no afecten su operación y funcionamiento.
- b) Bajo movimientos sísmicos moderados u ocasionales podrán sufrir daños moderados en sus componentes no-estructurales y daños muy limitados en los estructurales.
- c) Bajo los movimientos de diseño establecidos en la Norma exija una muy baja probabilidad de alcanzar el estado de agotamiento resistente y los daños estructurales y no estructurales, sean en su mayoría, reparables.
- d) Bajo movimientos sísmicos especialmente severos, en exceso de los especificados en esta Norma, se reduzca la probabilidad de derrumbe aunque la reparación de la edificación pueda llegar a ser inviable económicamente.

3.1.1 Observaciones a las Normas en Términos del Desempeño

Casi todos los códigos han tenido la misma evolución, ellos van cambiando y algunos muy lentamente, en función del avance del estado del conocimiento producido por las experiencias reales de su aplicación y la marcha universal de las investigaciones. Después del terremoto de Kobe del 17-01-1995, quedaron algunas observaciones a la aplicación de un diseño basado en desempeño, que deben ser

resueltas: a). Diferencias entre las expectativas del propietario y el ingeniero estructural. b). La naturaleza de los códigos sísmicos al seleccionar los objetivos de desempeño. c). La restauración de edificaciones existentes; d). El desempeño ruinoso del concepto de viga débil-columna fuerte, al preferir pisos blandos. e). Los daños en elementos no-estructurales, que retardan mucho la reparación post-sísmica. f). Preferir los niveles de alta resistencia y baja ductilidad. g). La dependencia de la reparación en las posibilidades de los dueños. (Otani, 1997; Lobo Quintero, 2000).

El Diseño Sismorresistente basado en Desempeño (DS-BD) es una concepción de ingeniería estructural que predice y evalúa con un aceptable nivel de confianza las demandas y capacidades estructurales, para asegurar los diferentes niveles de desempeño que se requieran, de acuerdo a las características de una determinada obra, de sus componentes y de sus contenidos, asegurando la calidad de la construcción y el mantenimiento a largo plazo. Los niveles de desempeño se expresan en estados de daño correspondientes a condiciones límites. Su fundamentación general, es mucho más amplia y rica que la anotada en normas o códigos, donde una provisión es resuelta directamente por los propios dueños, en lugar de aplicar una prescripción tradicional pre-establecida. Como elementos alternativos, es posible establecer objetivos apropiados, niveles de desempeño y criterios de aceptación. La diferencia, es que ahora se cuenta con herramientas de cálculo que permiten evaluar y predecir el comportamiento estructural, los diferentes niveles de desempeño y tener una visión más completa de todas las etapas que puede cumplir una edificación. Además, el DS-BD puede: refinar los códigos de diseño, proporcionar una opción válida para tener niveles de desempeño, mejorar la evaluación y restauración de los edificios existentes, racionalizar la estimación de las pérdidas, mejorar la evaluación post-sísmica y aumentar la eficiencia de la investigación en ingeniería sismorresistente (Holmes, 2000).

Las normas Covenin 1753-2001, presentan observaciones y ventajas, que permiten adaptarlas hacia un DS-BD:

1 Hacen prevalecer el diseño por resistencia con valores altos del factor de reducción de respuesta R y limitando la pérdida de vidas. Las experiencias de aplicación de estos conceptos, han producido demasiadas pérdidas económicas a la sociedad en general, haciendo que en cada nuevo terremoto estas cifras aumenten notablemente.

2. En los comentarios, se amplían las pautas de diseño como una filosofía declarativa, haciendo referencia a los daños estructurales y no estructurales, pero sin dar una medida de estos y exigir su evaluación para cada condición establecida, dentro de unos criterios de aceptación. En las pautas (c) y (d), se deduce la inclusión de un nivel de prevención de colapso, pero no se reducen los valores del factor de respuesta R .

3. La propuesta de incorporar el análisis estático inelástico o análisis estáticos no lineales AENL, una metodología mucho más real que los procedimientos elásticos lineales convencionales, abre las posibilidades de su aplicación, en sus versiones más desarrolladas y aceptadas, para pasar a un diseño por desplazamientos alternativo al diseño por fuerzas y controlar las deformaciones según las condiciones de desempeño.

3.1.2 Curvas de Capacidad

Para interpretar el comportamiento dentro del DS-BD, se han ido mejorando las curvas de capacidad estructural o curvas pushover (Fuerza-Desplazamiento), hechas mediante un AENL, mostrando las diversas etapas que puede experimentar una estructura sometida a cargas incrementales, monitoreando la cedencia

progresiva, hasta alcanzar la condición de colapso. La lectura de los desplazamientos o de las derivas laterales indica el grado de daños experimentados y determina diferentes niveles de desempeño estructural, tal como se indican en la figura 3.1 en donde se muestran los rangos de los daños y las condiciones límites de cada nivel. En este caso se utiliza el Nivel I para la condición del límite elástico, el Nivel II para los daños menores, el Nivel III como daños límites de reparación, el Nivel IV en la prevención de colapso y el Nivel V para el colapso. Otros asocian estos niveles a estados límites de desempeño, quedando designados así: EL-0). Estado límite de funcionamiento pleno; EL-1). Estado límite de Servicio; EL-2). Estado límite de seguridad; EL-3). Estado Límite de capacidad; EL-4). Estado límite de ruina (Hernández, 1997).

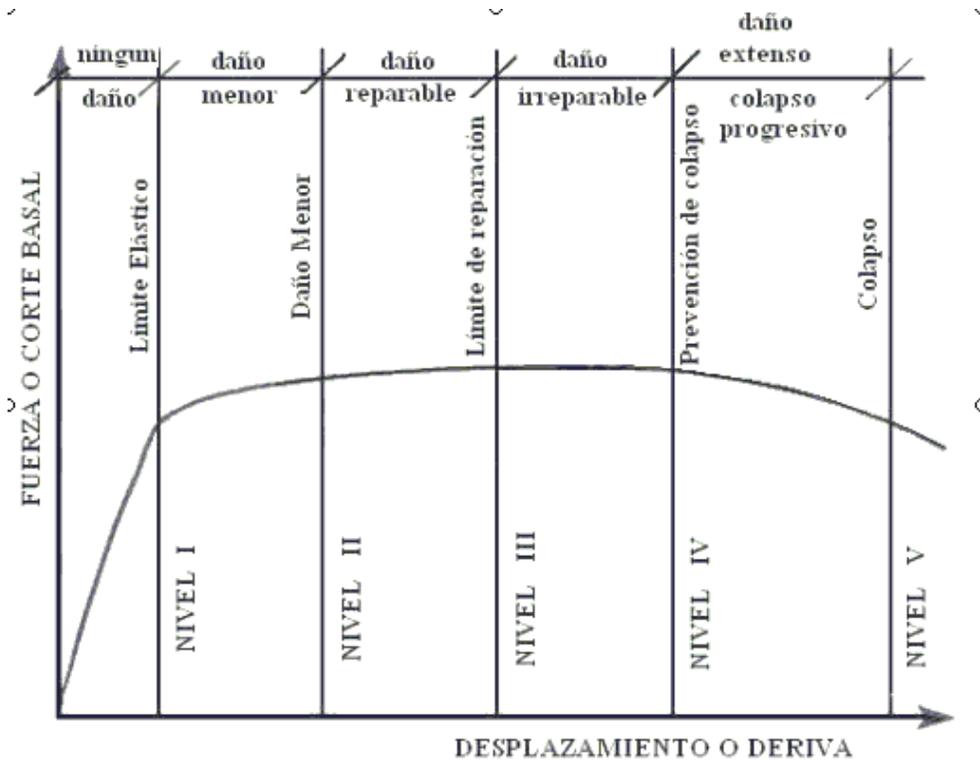


Figura 3.1 Curva de capacidad, niveles de desempeño y límites de daños.
Fuente [8]

Una curva pushover acusa deficiencias que se han ido mejorando como producto de la investigación desarrollada en los últimos años: (a). Separa la capacidad estructural de la demanda sísmica a pesar de estar relacionados, sobre todo durante el comportamiento inelástico. (b). Asume que los daños dependen solo de la deformación lateral, sin considerar los efectos de disipación de energía. (c). En su condición estática y monotónica despreja los efectos dinámicos. (d). Tiene una perspectiva 2-D, sin incluir la irregularidad torsional. (e). Se ignora la influencia de los sismos verticales. (f). Es difícil de incorporar en los dos parámetros de la curva a todas las irregularidades verticales y horizontales. (g). Su base teórica no es fácil de defender. (h). No toma en cuenta los cambios progresivos de las propiedades modales bajo la cedencia cíclica no lineal. (Kim y D'Amore, 1999). Generalmente, se aplican métodos inelásticos con acelerogramas seleccionados en casos especiales o como instrumentos para calibrar los comportamientos deducidos de los otros métodos de análisis. Las curvas de capacidad (pushover) se han convertido en el método más transparente y visual para los ingenieros estructurales, que difícilmente abandonarán. Estos métodos se han ido mejorando con la influencia de los modos superiores, ya que la forma de las cargas laterales debe llevar una distribución aproximada a las fuerzas de inercia de la estructura. Existen notables diferencias en las formas de distribución de fuerzas laterales para un mismo caso, tal como se muestra en la figura 3.2, lo cual determina curvas de capacidad diferentes (Chopra, 2004).



Figura 3.2 Distribuciones Diferentes de Fuerzas Laterales (Chopra, 2004). Fuente [8]

Se tienen los siguientes criterios alternativos:

1. Tomar al menos dos o tres perfiles de distribución de las fuerzas: (a). Una distribución uniforme proporcional a las masas de cada piso. Seleccionar las siguientes opciones: (b). El patrón de fuerzas representado por la ecuación (1) de factores C_{vx} , siempre que la masa participativa en el modo fundamental sea mayor del 75%. Esta es conocida como fuerzas estáticas equivalentes. (b). Una fuerza proporcional a los cortantes de piso calculadas mediante espectros normativos o acelerogramas apropiados, que incluya la superposición modal para tener al menos el 90% de la masa participativa. (Fema 273, 1996).

$$C_{vx} = w_x h_x^k / \sum w_i h_i^k \quad (1)$$

Donde w_x es el peso del piso x ; $k = 1$ para un período $T \leq 0.5$ seg. y $k = 2$ para $T \geq 2.5$ seg.

2. (a). Aplicar las fuerzas laterales producidas por el Corte Basal V en proporción a la forma del primer modo ϕ_x o modo fundamental, de acuerdo a la

expresión (2), cuando el período correspondiente sea menor de un segundo. (b). Aplicar las fuerzas mencionadas anteriormente hasta la primera cedencia plástica y más adelante ajustar las fuerzas de acuerdo a los cambios de la forma deflectada. (c). Incorporar el efecto de los modos superiores mediante un análisis no lineal estático que siga la forma del modo superior (ATC 40, 1996).

$$F_x = [w_x \phi_x / \sum w_x \phi_x] V \quad (2)$$

3. Utilizar dos formas de distribución de fuerzas y determinar su envolvente, según la expresión matricial siguiente (Fajfar, 2000):

$$F = p \cdot \Psi = p M \cdot \Phi \quad (3)$$

Donde p es el vector que controla la magnitud de las cargas laterales, ψ es la forma de distribución de cargas laterales, M es la matriz diagonal de masas y ϕ es la forma de los desplazamientos asumidos.

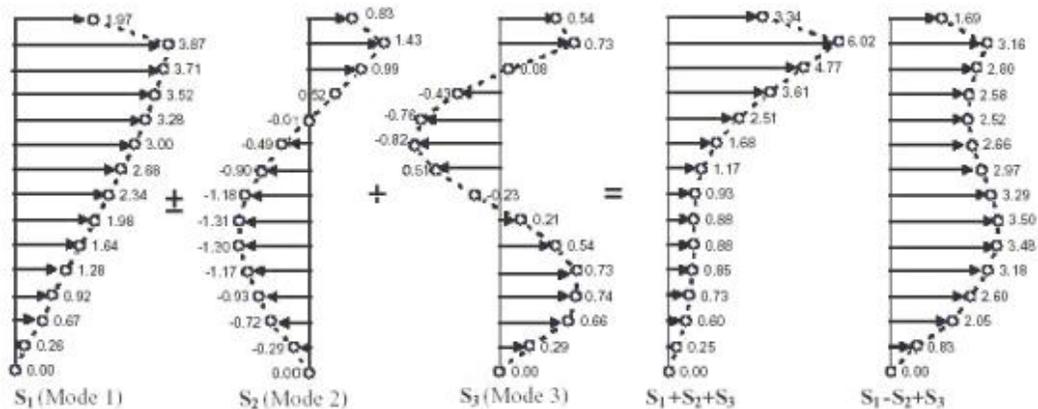
4. Considerar dos alternativas: (a). Seguir las distribuciones indicadas por Fema 273. (b). Adoptar una distribución uniforme proporcional a la masa de cada nivel, o una distribución adaptiva que cambie cuando la estructura se desplaza, lo cual se logra usando un procedimiento que considere las propiedades de la cedencia estructural (Fema 356, 2000).

5. Aplicar el método de las combinaciones modales (MMC) basado en la sumatoria "adaptiva" de la distribución invariante de las fuerzas obtenidas en cada modo significativo, donde α_n es el factor de modificación con valor positivo o negativo, $G_n = \phi_n T_n \cdot m \cdot 1 / \phi_n T_n \cdot m \cdot \phi_n$ es el factor de participación modal del modo ϕ_n con período T_n , y ξ_n es el factor de amortiguamiento modal.

$$F_j = \sum \alpha_n \Gamma_n m \phi_n S_d(\zeta_n, T_n) \quad (4)$$

Para una estructura de 13 pisos con tres modos predominantes, en atención a la expresión (5), se muestran los patrones de distribución de las fuerzas en la figura 3.3 (Kalkan y Kunnath, 2004).

$$F_j = \alpha_1 \Gamma_1 m \phi_1 S_a(\zeta_1, T_1) \pm \alpha_2 \Gamma_2 m \phi_2 S_a(\zeta_2, T_2) \pm \alpha_3 \Gamma_3 m \phi_3 S_a(\zeta_3, T_3) \quad (5)$$



Distribución Espacial de Fuerzas Laterales para un edificio de 13 pisos

$$S_n = \Gamma_n m \Phi_n \quad \text{para } n=1, 2, 3 \qquad F_i = \sum \alpha_n \Gamma_n m \Phi_n S_a(\zeta_n, T_n)$$

(Kalkan y Kunnath, 2004)

Figura 3.3 Alternativas de Distribución Espacial de Fuerzas Laterales (Kalkan y Kunnath, 2004). Fuente [8]

3.1.2.1 Métodos de Análisis y Evaluación FEMA-356 y ATC-40

El primer trabajo que utiliza espectros y curvas de capacidad se deba a Freeman et al, 1975. Un documento de dos tomos preparado por Fema 273, 1996 con la intención de servir de plataforma para la elaboración de códigos, ha sido considerado como la primera guía formal con ejemplos prácticos para la rehabilitación estructural dados en Fema 274, 1996. El mismo ha servido de base

para la redacción de un pre-código para la rehabilitación sísmica de edificaciones Fema 356, 2000 donde el máximo desplazamiento inelástico δ_t se puede estimar a través de la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (6)$$

Donde, T_e = Período Fundamental en la dirección considerada; C_0 es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento en el tope, con valores desde 1 a 1.4 desde un piso a 5 pisos, y un valor de 1.5 para más

de 10 pisos. $C_1 = 1$ para $T_e \geq T_0$; y para $T_e < T_0$: $C_1 = 1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}$; T_0 es el período característico asociado con el punto de intercepción espectral de los segmentos de aceleración constante y velocidad constante; R es la relación entre la resistencia elástica y la resistencia cedente $F_y = (m \cdot S_a / F_y)$. C_2 es un factor que representa la forma del ciclo de histéresis; C_3 el efecto P-delta; S_a es la aceleración espectral elástica.

De su estudio minucioso, la observación mayor se ubica en la zona de períodos cortos, donde las estructuras incrementan su resistencia pero no reducen sus desplazamientos inelásticos, ya que los períodos T_0 son más cortos que los observados en análisis de historia de aceleraciones. El otro problema importante es el círculo vicioso que se crea con las deformaciones laterales, pues se requieren sus demandas para estimar el desempeño necesario para obtener el factor C_2 , el cual se necesita para determinar la deformación lateral (ATC-55, 2002).

El ATC-40 es un procedimiento equivalente lineal que valida la regla de los desplazamientos iguales, con un período y una relación de amortiguamiento mayores que en el sistema no lineal. En este método el período equivalente T_{eq} y la razón de amortiguamiento equivalente β_{eff} son funciones de la ductilidad μ , de la

relación de rigidez post-cedente α y de un factor de ajuste k al comportamiento histerético; ambas expresiones se muestran a continuación:

$$T_{eq} = T_o \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad (7)$$

$$\beta_{eff} = 0.05 + \mu \frac{2(\mu - 1)(1 - \alpha)}{\pi \mu (1 + \alpha\mu - \alpha)} \quad (8)$$

El procedimiento como demanda inicial al espectro elástico normativo en el plano ($S_a - S_d$) que corresponde a un sismo de seguridad obtenido para el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, aplica un umbral de desplazamientos límites máximos (target) y en forma iterativa ajusta el espectro mediante la razón de amortiguamiento β_{eff} , hasta que el espectro de capacidad, el desplazamiento límite y el espectro de amortiguamiento se intercepten, para definir el punto de desempeño estructural, tal como se muestra en la figura 3.4. Durante el proceso el período inicial T_o aumenta hasta $T_d = T_{eq}$.

Las observaciones a este método provenientes de un análisis bien riguroso, son las siguientes: a). Se aplica un método iterativo, en algunos casos con tasa lenta de convergencia y su resultado da una falsa imagen de seguridad. b). En la zona de períodos cortos las deformaciones estimadas resultan hasta dos veces mayores que las reales. Esta es la zona más sensible a la variación de rigideces como de las resistencias. c). Se sobreestiman los amortiguamientos y por tanto se subestiman las deformaciones inelásticas. d). En la zona de períodos largos pueden sobreestimarse significativamente las deformaciones inelásticas. e). Cuando el método aplica factores de reducción espectral en la zona de aceleración constante SR_A y de velocidad constante SR_V , las mayores reducciones se aplican en la zona de períodos cortos, todo lo contrario a lo realmente observado (ATC-55, 2002).

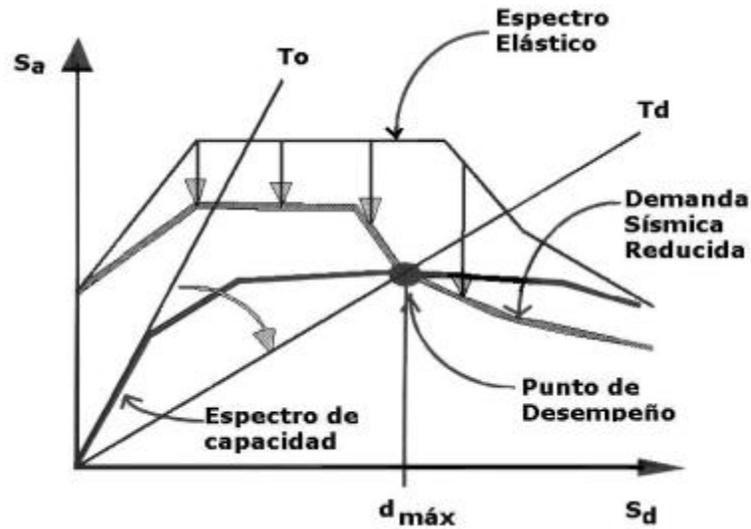


Figura 3.4 Metodología del ATC-40, 1996. Fuente [8]

3.1.2.2 Método de Análisis Pushover Modal APM (Chopra, 2004)

Este método incorpora las respuestas de capacidad y de demanda para una condición inelástica de la estructura, apoyándose en un análisis inelástico con historia de aceleraciones o recomendaciones normativas para el desplazamiento máximo permisible. En la nomenclatura de Chopra, 2000, se tiene el siguiente procedimiento:

1. Calcular las deformaciones laterales causadas por las cargas gravitatorias u_m antes de aplicar las fuerzas laterales.
2. Calcular las frecuencias laterales ω_n , modos ϕ_n y fuerzas $s_n^* = m \cdot \phi_n$ para un modelo elástico.
3. Construir las curvas de capacidad para cada modo predominante V_{bn} vs. u_m .

4. Convertir estas curvas modales (V_{bn} vs. u_m) a relaciones idealizadas bilineales obteniendo el punto de cedencia ($V_{bny} - u_{rny}$). Puede aplicarse el método de igualación de energías. Pasar a relaciones fuerza-desplazamiento (F_{sn} vs. D_n) aplicando las expresiones siguientes, siendo M_n^* la masa efectiva modal.

$$F_{sny} = V_{bny} / M_n^* \quad ; \quad D_n = u_{rny} / T_n \phi_m \quad (9)$$

5. Determinar el valor modal D_n aplicando historia de aceleraciones inelásticas, espectros inelásticos de diseño o ecuaciones empíricas y los desplazamientos asociados al sistema inelástico u_m en el piso r seleccionado para representar el desplazamiento de la curva pushover:

$$u_m = T_n \phi_m D_n \quad (10)$$

6. De los datos de la curva de capacidad se extraen las respuestas de interés como desplazamientos, derivas o rotaciones modales r_{n+g} y por tanto los desplazamientos $u_{rg} + u_m$. Luego se deduce la contribución gravitatoria $r_n = r_{n+g} - r_g$.

7. Las respuestas totales:

$$r \approx \left[r_g \pm \left(\sum_x r_x^2 \right) \right] \quad (11)$$

La aplicación de este método para un edificio de nueve pisos y tres modos determina los patrones de distribución de fuerzas laterales en la figura 5 (Chopra, 2004). Las observaciones a este método se refieren a la necesidad de usar un análisis de historia de aceleraciones en cada modo y no es propiamente un método estático. Además al realizar la curva de capacidad para cada modo independiente se ignora la influencia de los otros modos en la ubicación de las articulaciones plásticas, que es un parámetro importante.

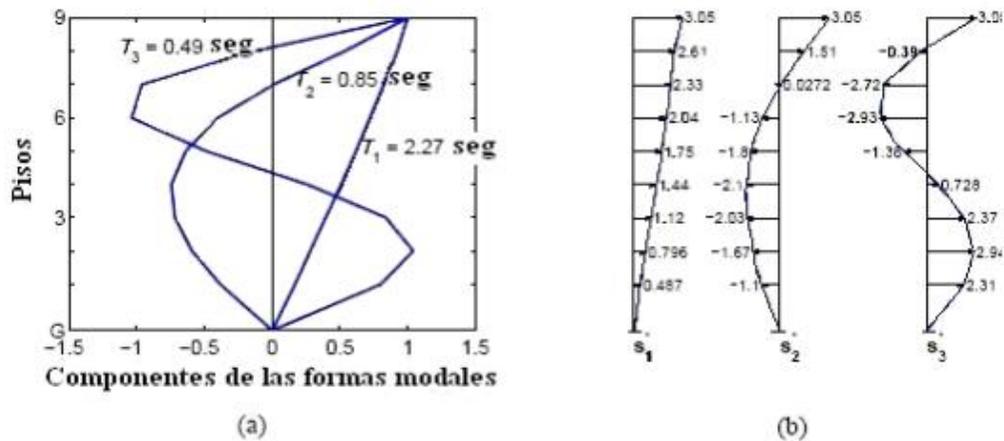


Figura 3.5 Edificio de Nueve Pisos. Formas Modales y Distribución de Fuerzas Modales (Chopra, 2004). Fuente [8]

3.1.3 Límites de Desempeño

El primer paso que se establece para el diseño es la definición de los niveles de desempeño y su definición correspondiente, tal como se expresan en la parte superior de la Tabla 3.1, y en cada caso particular, en discusión de los proyectistas con el dueño y el constructor, los estados límites para la estructura, los elementos no-estructurales, los contenidos y las condiciones del subsuelo, llenando o ampliando si fuere necesario el cuadro inferior de la Tabla 3.1. Este cuadro procura que el dueño entienda los niveles y los límites aplicados, que se pueda hacer un diseño creativo asegurando el desempeño, que se puedan introducir nuevos métodos y dispositivos, y que el desempeño y la calidad de las construcciones sea mejorada (Okada, 2000). En estructuras de concreto armado los niveles de desempeño en función de los daños ocurridos pueden apreciarse en la figura 3.6 (Sugimoto et al, 2004). Será conveniente que toda la investigación de laboratorio subsiguiente de elementos estructurales se exprese de esta manera.

Otros prefieren ligar estos niveles a una condición social: el nivel I para mantener la función, el nivel II para mantener la función principal, el nivel III para mantener la función limitada, el nivel IV para guardar la seguridad de vidas y el nivel V el cual no garantiza la seguridad de vidas. Allí se dan las condiciones para cada parte de la edificación de acuerdo con los límites de desempeño esperados (Yamawaki et al, 2000).

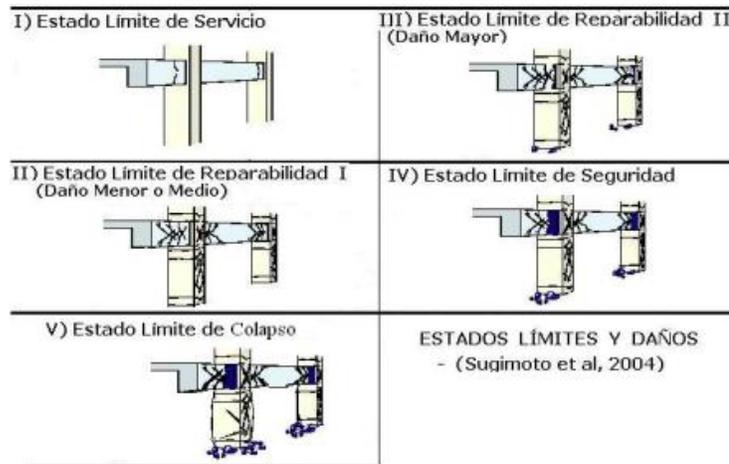


Figura 3.6 Apreciación de los Estados de Desempeño (Sugimoto et al, 2004). Fuente

[8]

Tabla 3.1. Marco de Evaluación del Desempeño (Okada, 2000)

NIVEL	I	II	III	IV	V
Desempeño	Completamente	Reparación posible	Reparación	Seguridad de vidas	Colapso

	Operacional				
Estructura	Límite de servicio	Límite de operación	Límite de reparación	Límite de seguridad	Límite de reemplazo
No-Estructura	No perder la funcionalidad	Perder solo una parte de funcionalidad	No sufrir daños mayores que los establecidos	Nunca derrumbarse	Caída de elementos estructurales
Equipos	“	“	“	No caer ni dejar escombros	“
Muebles	“	“	“	No caer ni mover	“
Suelos	“	“	“	No caer ni dispersar	“
	“	“	“	Sin fallas ni deformaciones	“

Fuente [8]

Tabla 3.2. Criterios para la Evaluación del Desempeño Estructural (Hose et al, 2000; Ghobarah et al, 1997)

NIVEL	I	II	III	IV	V
Nivel de Desempeño	Agrietamiento	Cedencia del acero	Inicio de mecanismo	Mecanismo global	Degradación notable de resistencia

Descripción de los Daños	Grietas ligeramente visibles	Grietas	Grietas abiertas y pérdida de recubrimiento	Grietas muy anchas y mayor pérdida de recubrimiento	Deformaciones permanentes visibles
Índice de daños	0.05	0.14	0.40	0.60	Mayor de 0.60
Cuantificación del desempeño	Grietas menores de 0.3 mm.	Grietas menores de 1 mm	Grietas entre 1 y 2 mm	Grietas mayores de 2 mm	Grietas anchas y profundas. Dilatación de los miembros.
Deriva entre pisos	0.005	0.011	0.023	0.046	> 0.060
Deriva del Tope	0.003	0.008	0.018	0.040	> 0.049

Fuente [8]

En la Tabla 3.2, se muestran los criterios específicos para la estructura, aunque pueden establecerse otras tablas características para los elementos que complementan el uso y la ocupación de la edificación para el desempeño global. Para la gradualidad de los índices de daños, el tamaño de las grietas, las derivas laterales por cada piso o la deriva media desde el tope se incluyen algunas recomendaciones para edificaciones de concreto armado. Estos parámetros críticos sirven directamente al control del DS-BD y algunos de ellos pueden incorporarse en las normativas (Hose et al, 2000; Ghobarah et al, 1997).

3.1.4 Demanda Sísmica

Según IBC 2000 (Lew, 2001) los estudios de una localidad requieren de la sismicidad y geología regional, las tasas de recurrencia sísmica, las magnitudes máximas de los eventos provenientes de fallas o fuentes conocidas, la localización del sitio con respecto a estas fallas o fuentes, y los efectos de fuentes cercanas. Por lo tanto, para tener las demandas sísmicas en cada nivel de desempeño, son necesarias las curvas de sismicidad o de amenaza por región o por ciudad, tal como se muestran en la figura 3.7, obtenidas para las principales ciudades del Occidente de Venezuela (Bendito et al, 2001). Sobre estas curvas se toman los límites de desempeño de acuerdo a las frecuencias anuales de excedencia mostradas en la Tabla 3.3, se obtienen para Mérida las aceleraciones máximas A_0 correspondientes.

Se incluye para la condición de colapso como “sismo rarísimo” a un “Máximo Sismo Posible - MSP” que generalmente se toma para un período de retorno de 2475 años. Los valores obtenidos de $A_0(g)$ para cada nivel de desempeño, resultan en el Nivel I: $A_0(g) = 0.102$; en II: 0.123 ; en III: 0.238 ; en IV: 0.377 y en el Nivel V: 0.600 . Estos valores corresponden al espectro de respuesta de aceleraciones, el cual preferiblemente debe ser determinado como un espectro de riesgo uniforme, cuyos puntos deben tener la misma probabilidad de excedencia, quedando así un espectro para cada nivel de desempeño. Si se toman en cuenta los espectros de riesgo uniforme mostrados en el ATC-32, 1996, pueden determinarse los factores de amplificación promedios b que se muestran en la Tabla 3.4, que corresponden a sismos de magnitudes (6.50 ± 0.25) , (7.25 ± 0.25) y (8.00 ± 0.25) , de acuerdo a los tipos de suelos equivalentes con la Norma Covenin 1753-2001: B = S1, C = S2, D = S3 y E = S4.

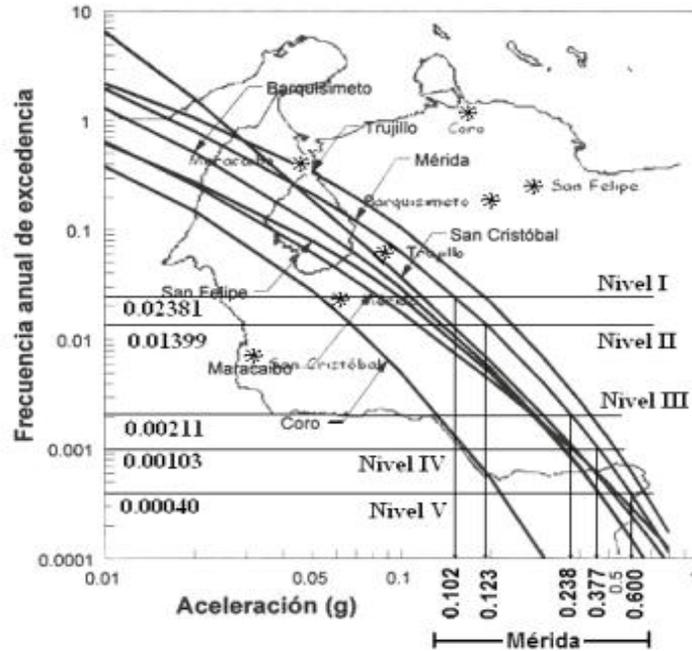


FIGURA 3.7. Curvas de Amenaza Sísmica Media de Ciudades de Occidente de Venezuela (Bendito et al, 2001). Fuente [8]

Tabla 3.3. Frecuencias de Excedencia Acordes a los Niveles de Desempeño

Sismo	Probabilidad de Excedencia	Vida Útil (Años)	Período de Retorno (Años)	Frecuencia Anual de Excedencia	Nivel de Desempeño
Frecuente	70%	50	42	0.02381	I
Ocasional	50%	50	73	0.01399	II

Raro	10%	50	475	0.00211	III
Muy Raro	5%	50	975	0.00103	IV
Rarísimo	2%	50	2475	0.00040	V

Fuente [8]

Tabla 3.4. Factores Medios del Factor de Amplificación b. (ATC – 32)

Ao(g)	B = S1	C = S2	C = S3	D = S4
0.10	2.715	3.156	4.257	6.449
0.20	2.727	3.092	3.594	4.397
0.30	2.686	3.155	3.173	3.276
0.40	2.556	2.550	2.791	2.925
0.50	2.467	2.469	2.545	-
0.60	2.547	2.539	2.550	-
0.70	2.594	2.599	2.607	-

Fuente [8]

De esta Tabla pueden obtenerse conclusiones importantes que deben ser tomadas en cuenta: (a). En un diseño basado en desempeño, es difícil sostener un solo factor de amplificación para cada tipo de suelo. (b). Los máximos factores de amplificación se tienen para las aceleraciones menores, que influyen en las ordenadas espectrales del Nivel I. Estos valores superan a los establecidos en Covenin 1753-2001 para cada tipo de suelo. (c). Cuando las aceleraciones son mayores de 0.50 (g), los factores de amplificación se uniformizan para cualquier tipo de suelo. (d). Entre 0.20 (g) y 0.40 (g), que son los casos más comunes del diseño basado en desempeño, hay que tener cuidado con el uso de los factores de amplificación β .

Las expresiones (10), (11) y (12), para los espectros elásticos de aceleración A_e , se sigue la nomenclatura de Covenin 1753-2001, aunque se incluye el período característico T_g dependiente del tipo de suelo, del tipo estructural, de la ductilidad y de la distancia a la fuente sísmica, tal como se muestra en la Tabla 3.5. El valor de T^* o máximo período que marca la extensión de la zona de aceleración constante, se adoptan según Covenin 1756-2001, en 0.4 seg. para S1; 0.7 seg. para S2; 1.0 seg. para S3 y 1.3 seg. en S4, aunque depende de los factores anotados para los diversos niveles de desempeño. La aplicación de la ductilidad será gradual para compatibilizar las mayores ductilidades con los mayores daños. Los exponentes p de la curva descendente para 5 niveles van creciendo desde 0.6 hasta 1.

$$T < T_g \quad A_e = A_0 \left[1 + \frac{T}{T_g} (\beta - 1) \right] \quad (10)$$

$$T^* \leq T \leq T_g \quad A_e = A_0 \cdot \beta \quad (11)$$

$$T > T_g \quad A_e = A_0 \cdot \beta \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (12)$$

Tomando en cuenta las aceleraciones obtenidas para Mérida, con Suelo S1, Pórticos de Concreto armado y sismos de fuente cercana, se tienen los parámetros indicados en la Tabla 3.6 y los espectros de aceleraciones elásticas mostradas en la figura 3.8, donde se tiene un espectro por cada nivel de desempeño.

Tabla 3.5. Valores del Período característico T_g según el tipo de suelo, de estructura, ductilidad y fuente sísmica (Vielma, 2003, Lobo Quintero et al, 2004)

CAPÍTULO III: DESARROLLO

Su el o	D uc μ	Fuente Cercana				Fuente intermedia				Fuente lejana			
		(I- C)	(I- CM)	(I- A)	(III)	(I- C)	(I- CM)	(I- A)	(III)	(I- C)	(I- CM)	(I- A)	(III)
S1	2	0. 1 1	0.1 4	0. 17 5	0.10	0. 1 9	0.1 4	0. 19	0.12	0. 1 9	0.1 4	0.6 5	0.17
	4	0. 1 5	0.1 8	0. 22 5	0.15	0. 2 4	0.1 8	0. 21	0.19	0. 2 4	0.1 8	0.1 9	0.27
	6	0. 2 3	0.2 5	0. 24	0.21	0. 2 8	0.2 5	0. 25	0.28	0. 2 8	0.2 5	0.2 25	0.39
S2	2	0. 2 0	0.1 8	0. 16	0.23	0. 2 3	0.1 8	0. 18	0.28	0. 2 3	0.1 8	0.3 0	0.35
	4	0. 2 5	0.2 8	0. 18	0.27	0. 2 7	0.2 8	0. 21	0.37	0. 2 7	0.2 8	0.2 0	0.42
	6	0. 3 3	0.3 8	0. 21	0.44	0. 3 7	0.3 8	0. 24	0.45	0. 3 7	0.3 8	0.2 3	0.53
S3	2	0. 2 4	0.2 8	0. 23	0.41	0. 2 8	0.2 8	0. 25	0.46	0. 2 8	0.2 8	0.2 7	0.66
	4	0. 2 8	0.4 4	0. 28	0.72	0. 3 2	0.4 4	0. 31	0.77	0. 3 2	0.4 4	0.2 75	0.77

	6	0.34	0.68	0.33	0.92	0.43	0.68	0.40	0.94	0.43	0.68	0.37	0.94
S4	2	0.32	0.54	0.33	0.53	0.34	0.54	0.37	0.60	0.34	0.54	0.46	0.63
	4	0.44	0.84	0.41	0.76	0.44	0.84	0.52	0.84	0.44	0.84	0.75	0.90
	6	0.54	0.94	0.51	0.92	0.64	0.94	0.19	1.09	0.64	0.94	0.56	1.19

Pórticos de Concreto Armado (I-C); Pórticos de Concreto Armado con mampostería (I-C); Pórticos de Acero (I-A); Muros Estructurales (III). **Fuente [8]**

Tabla 3.6. Parámetros de Diseño para cada Nivel de Desempeño

Nivel de Desempeño	Ductilidad m	Tg (seg)	Ao	Factor b	Expon. "p"	T* Aprox.
I	1	0.09	0.102	2.715	0.6	0.4
II	2	0.11	0.123	2.712	0.7	0.4
III	4	0.15	0.238	2.711	0.8	0.4
IV	6	0.23	0.377	2.585	0.9	0.4
V	» 8	0.35	0.600	2.547	1	0.4

Fuente [8]

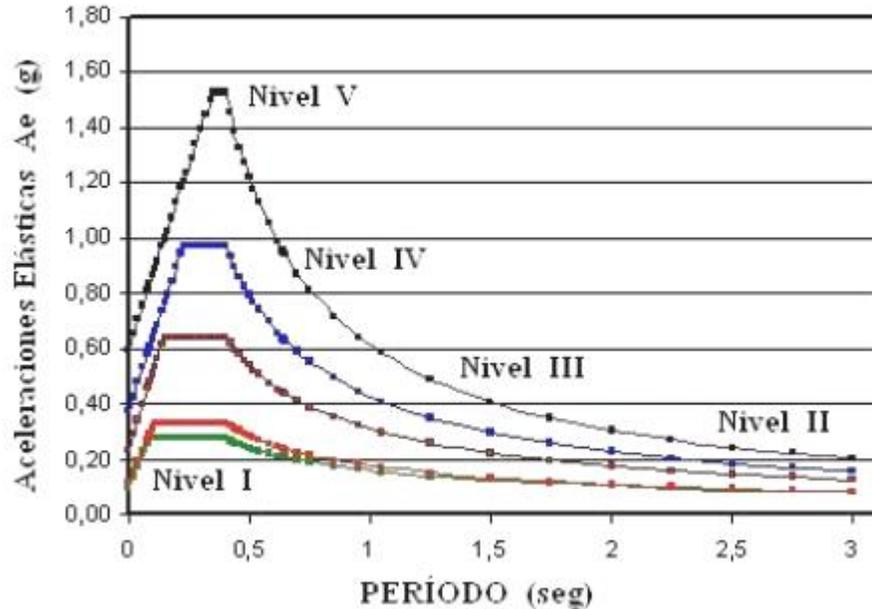


Figura 3.8. Espectros Elásticos por Nivel de Desempeño (Caso de Mérida). Fuente [8]

3.1.4.1 Espectros inelásticos o espectros de diseño

La obtención de los espectros inelásticos puede hacerse a través de una vía directa, aplicando la estadística a las formas obtenidas como respuesta de sistemas simples con una razón de amortiguamiento del 5%, factores de ductilidad y un análisis de comportamiento no lineal. La vía indirecta aplica los factores de reducción de respuesta R que se prescribe en normas o códigos que dependen de la experiencia y son independientes del período, los cuales deben ser redefinidos. En tal sentido, se prefiere la determinación del Factor de Respuesta R_{μ} , estudiando la influencia de una diversidad de variables como el tipo estructural, el período, la ductilidad, el modelo de degradación histerética, el amortiguamiento, la distancia a la fuente y el perfil del subsuelo (Lobo Quintero et al, 2004). Se han propuesto dos expresiones para tener un valor bi-lineal de R_m , dependiente de los parámetros a y b , del

período T_g y de la ductilidad m , que se muestran en las tablas 3.7, 3.8, 3.9 y 3.10. Para el caso de ductilidad $\mu = 1$, se tiene $R_\mu = 1$.

$$\text{For } T < T_g: R_\mu = 1 + \mu \cdot T / (a \cdot T_g) \quad (13)$$

$$\text{For } T > T_g: R_\mu = 1 + \mu / a + b \cdot (T - T_g) \quad (14)$$

Tabla 3.7. Factores Inelásticos a y b. Pórticos de concreto armado

Suelo	Duct. μ	Falla cercana		Falla intermedia		Falla lejana	
		a	b	a	b	a	b
S1	$\mu=2$	2.7027	0.0302	2.4691	0.0018	2.4691	0.0018
	$\mu=4$	1.7778	-0.0114	1.6504	-0.0132	1.6504	-0.0132
	$\mu=6$	1.6438	-0.1279	1.6179	-0.0634	1.6179	-0.0634
S2	$\mu=2$	3.7915	0.0610	3.2300	0.0316	3.2300	0.0316
	$\mu=4$	1.9630	0.0121	1.8657	0.0074	1.8657	0.0074
	$\mu=6$	1.8939	-0.0255	1.7685	-0.0252	1.7685	-0.0252
S3	$\mu=2$	3.3552	0.0613	2.6965	0.0267	2.6965	0.0267
	$\mu=4$	1.7675	0.0024	1.7194	0.0100	1.7194	0.0099
	$\mu=6$	1.7633	-0.0240	1.6498	0.0191	1.6498	0.0191
S4	$\mu=2$	3.9078	0.0965	2.6980	0.0402	2.6980	0.0402
	$\mu=4$	1.7844	0.0275	1.7468	0.0429	1.7468	0.0429
	$\mu=6$	1.8809	0.0009	1.6617	0.1263	1.6617	0.1263

Fuente [8]

Tabla 3.8. Factores inelásticos a y b. Pórticos de concreto armado y mampostería

Suelo	Duct. μ	Falla cercana		Falla intermedia		Falla lejana	
		a	b	a	b	a	b
S1	$\mu=2$	2.4691	-0.000037	2.4691	-0.000037	2.4691	-0.000037
	$\mu=4$	1.6667	-0.0464	1.6667	-0.0464	1.6667	-0.0464
	$\mu=6$	1.4337	-0.1728	1.4337	-0.1728	1.4337	-0.1728
S2	$\mu=2$	3.0769	0.0160	3.0769	0.0160	3.0769	0.0160
	$\mu=4$	1.7699	-0.5393	1.7699	-0.5393	1.7699	-0.5393
	$\mu=6$	1.5748	-0.1055	1.5748	-0.1055	1.5748	-0.1055
S3	$\mu=2$	2.6178	0.0090	2.6178	0.0090	2.6178	0.0090
	$\mu=4$	1.5848	-0.0599	1.5848	-0.0599	1.5848	-0.0599
	$\mu=6$	1.4228	-0.1348	1.4228	-0.1348	1.4228	-0.1348
S4	$\mu=2$	2.7701	0.0269	2.7701	0.0269	2.7701	0.0269
	$\mu=4$	1.5729	-0.0551	1.5729	-0.0551	1.5729	-0.0551
	$\mu=6$	1.4652	-0.0680	1.4652	-0.0680	1.4652	-0.0680

Fuente [8]

Tabla 3.9. Factores inelásticos a y b. Pórticos de acero

Suelo	Duct. μ	Falla cercana		Falla intermedia		Falla lejana	
		a	b	a	b	a	b
S1	$\mu=2.5$	2.1645	0.0196	1.9608	-0.0100	1.8034	0.3545
	$\mu=4.5$	2.2324	0.0484	1.5924	-0.0250	2.0747	0.0160
	$\mu=6$	1.7477	0.1222	1.4951	0.0089	2.6408	0.0446
S2	$\mu=2.5$	2.5615	0.0312	2.3364	-0.0020	1.8205	0.1677
	$\mu=4.5$	2.0794	0.1156	1.8315	-0.0128	2.5510	0.0303
	$\mu=6$	2.0101	0.1788	1.6000	0.0503	2.0671	0.1130
S3	$\mu=2.5$	2.6813	0.0305	2.1930	0.0332	2.0033	0.1790
	$\mu=4.5$	1.9885	0.0024	1.8367	0.1127	2.2321	0.0352

	$\mu=6$	1.5676	-0.1171	1.6575	0.0927	1.9149	0.1582
S4	$\mu=2.5$	2.5536	0.0222	2.1758	0.0674	1.8750	0.2505
	$\mu=4.5$	1.9100	-0.0182	1.9092	0.2785	2.1428	0.0473

Fuente [8]

Tabla 3.10. Factores Inelásticos a y b. Muros estructurales

Suelo	Duct. μ	Falla cercana		Falla intermedia		Falla lejana	
		a	b	a	b	a	b
S1	$\mu=2$	3.9536	0.026 8	3.598 0	0.018 2	3.573 1	0.0007
	$\mu=4$	3.0804	0.205 9	2.158 9	0.132 2	2.394 3	- 0.0124
	$\mu=6$	3.1876	0.375 0	2.034 5	0.266 2	2.317 3	0.0020
S2	$\mu=2$	11.177 3	0.003 3	5.174 2	0.008 9	4.953 8	0.7450
	$\mu=4$	12.760 5	0.057 6	2.824 9	0.071 0	2.690 6	0.4199
	$\mu=6$	11.138 6	0.097 7	2.767 5	0.124 8	2.495 6	0.7433
S3	$\mu=2$	9.8814	0.000 7	5.069 3	0.104 3	3.481 1	0.0138
	$\mu=4$	9.1547	0.074 7	3.501 0	0.419 2	1.948 1	0.1416
	$\mu=6$	8.6059	0.145 4	3.358 7	0.689 1	1.839 6	0.2964

S4	$\mu=2$	6.1275	0.074 4	3.662 1	0.054 9	3.533 6	0.0060
	$\mu=4$	6.8384	0.392 3	2.338 5	0.284 9	1.981 6	0.0095
	$\mu=6$	7.7734	0.621 5	2.231 0	0.502 9	1.776 3	- 0.0116

Fuente [8]

Tabla 3.11. Parámetros asociados a los Espectros Inelásticos

Nivel de Desempeño	Ductilidad m	Tg (seg)	a	b	Rm T < Tg	Rm T > Tg
I	1	0.09	3.1616	0.0416	1	1
II	2	0.11	2.7027	0.0302	1+ 6.7273 T	1.7400 + 0.0302 (T- 0.11)
III	4	0.15	1.7778	- 0.0114	1+14.9998 T	3.2499 - 0.0114 (T- 0.15)
IV	6	0.23	1.6438	- 0.1279	1+15.8699 T	4.6501- 0.1279 (T- 0.23)
V	» 8	0.35	1.5098	- 0.1369	1+15.1392 T	6.2987- 0.1369 (T- 0.35)

Fuente [8]

Por otra parte, en la Tabla 3.11, se dan los parámetros necesarios para la obtención de los espectros inelásticos, los cuales se muestran en la figura 3.9 para el caso de Mérida. Esta representación es un instrumento suficientemente idóneo para aplicar el diseño por desempeño basado en desplazamientos, que también es una alternativa suficientemente válida (Moehle, 1992; Pincheira, 1993; Priestley, 2000).

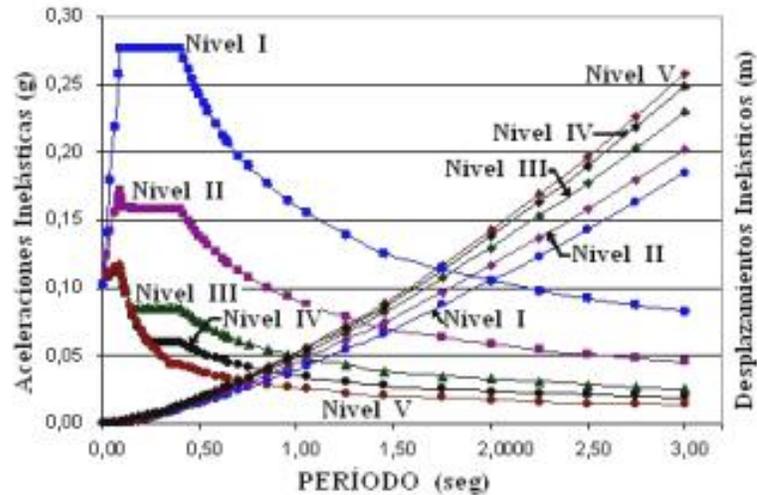


Figura 3.9. Espectros Elásticos por Nivel de Desempeño (Caso de Mérida). Fuente [8]

3.1.5 Utilización de los Espectros de Capacidad y de los Espectros Inelásticos

La intercepción de los espectros de demanda inelástica con los espectros de capacidad es un enfoque confiable para determinar la deformación de los sistemas inelásticos (Chopra y Goel, 1999). Los espectros de capacidad se determinan según los procedimientos establecidos en el ATC-40, 2002 según las expresiones dependientes de los pesos w_i de cada nivel y de las ordenadas del modo fundamental f_{i1} . Cuando se incluyen varios modos se toma un factor de participación combinado.

El factor de participación del primer modo PF1:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (15)$$

Las aceleraciones espectrales S_a y los desplazamientos espectrales S_d se obtienen:

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1} \quad ; \quad S_d = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1 \phi_{tope,1}} \quad (16)$$

donde:

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (17)$$

Y además V es el corte basal, W es el peso total de la estructura, Δ_{tope} y $\phi_{tope,1}$ es la ordenada modal en el tope. Conocidas las curvas de capacidad, los correspondientes espectros de capacidad y la definición de los diferentes niveles de desempeño, se trabaja en el plano (S_a - S_d). Los espectros inelásticos tienen transferencia directa a través de la relación conocida:

$$S_d = (4 \Pi^2 / T^2) \cdot S_a \quad (18)$$

Los puntos de intercepción del espectro de capacidad, los espectros inelásticos y las limitaciones establecidas para el desempeño, determinan los puntos críticos necesarios para conocer la respuesta estructural, ya sea con fines de diseño, evaluación o rehabilitación. Estos espectros representados en el plano ($S_d - S_a$) se muestran en la figura 3.10, donde se toman seis edificaciones aporricadas de

concreto armado de 18 metros de altura: 6-REG es un edificio regular de seis pisos, 6-DAI es un edificio de 5 pisos con doble altura en la planta baja, 6-DAM tiene la doble altura en la mitad de su elevación y 6-DAS una doble altura en el tope, las cuales se analizan posteriormente (Cerde, 2003).

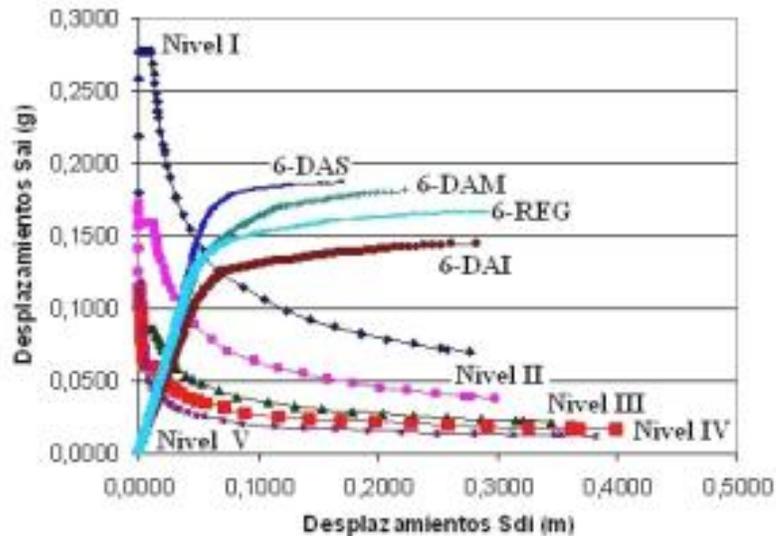


Figura 3.10. Espectros Inelásticos por Nivel de Desempeño y Espectros de Capacidad de Edificios de 5 y 6 Pisos con 18 Metros de Altura. Fuente [8]

3.1.5.1 Ejemplo ilustrativo de aplicación

Se trata de un grupo de edificios de concreto armado de 18 metros de altura, con pisos blandos, donde se toma la doble altura para representarlos según su ubicación en la planta baja, en la mitad de la altura y en el tope. Además se analiza un edificio regular de la misma altura. Estos edificios se diseñaron para un factor de respuesta $R = 6$, y cuidadosamente para cumplir en cada nivel con la deriva lateral límite (0.018) establecida en Covenin 1756-2001 como edificaciones del Grupo B2; y además, bajo el concepto de diseño de viga débil y columna fuerte, cumplir en cada nodo con la suma de las capacidades de las columnas mayor que 1.20 veces la

suma de las capacidades a flexión de las vigas concurrentes. No se hizo ninguna amplificación de las acciones sísmicas para tomar en cuenta el efecto de piso blando (Cerde, 2003).

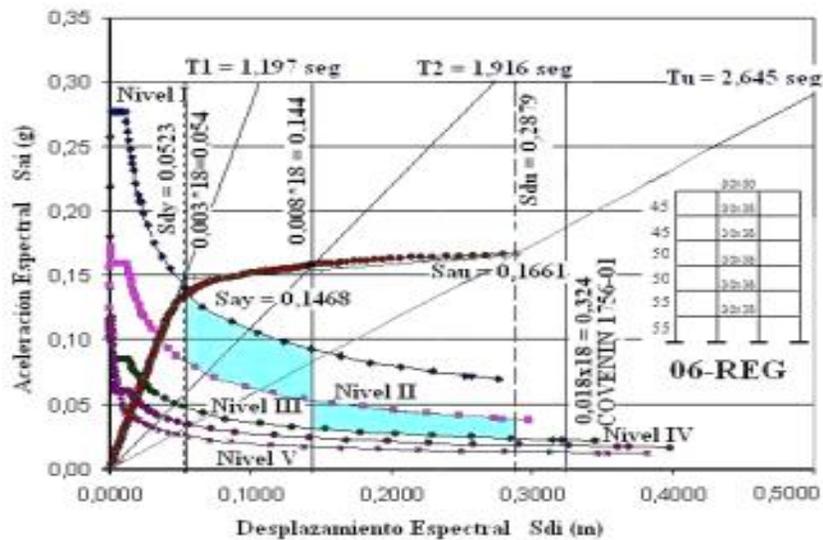


Figura 3.11. Curvas de Capacidad y Demanda inelástica (Edificio Regular de 6 pisos en Mérida, Cerda, 2003). Fuente [8]

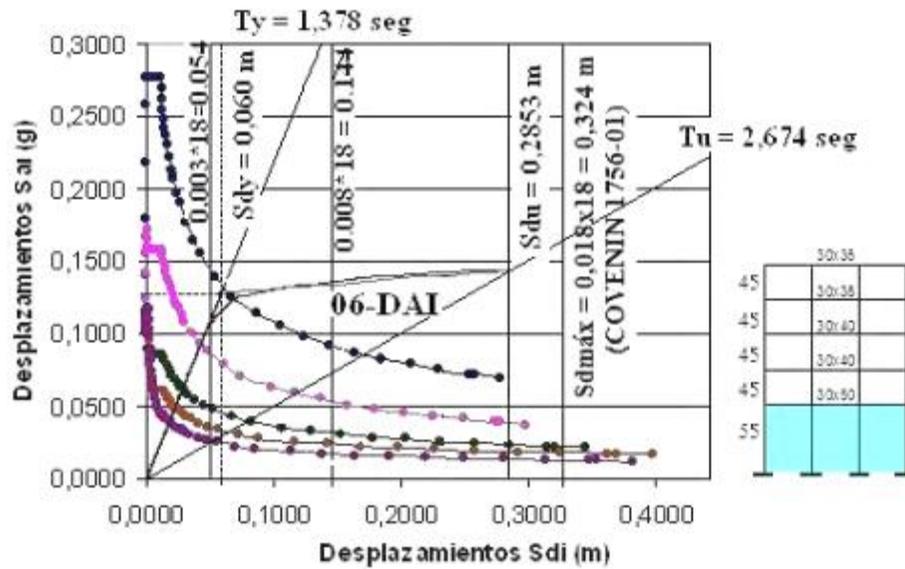


Figura 3.12. Edificio de 5 Pisos y Doble Altura en la Base (Cerde, 2003). Fuente [8]

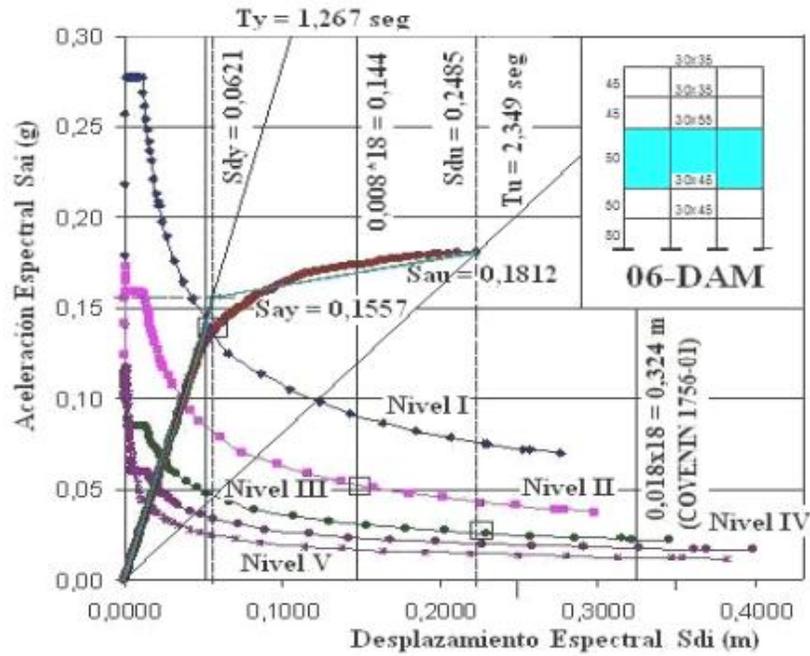


Figura 3.13. Edificio de 5 Pisos y Doble Altura Intermedia (Cerde, 2003). Fuente [8]

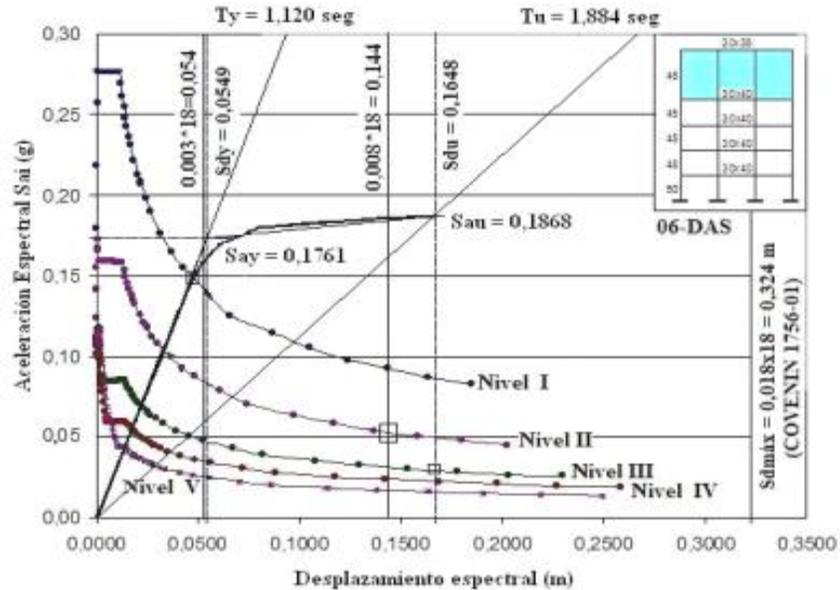


Figura 3.14. Edificio de 5 Pisos y Doble Altura en el Tope (Cerdea, 2003). Fuente [8]

Los diagramas espectrales (S_a - S_d) que incluyen las demandas inelásticas para los casos dados se muestran en las figuras 3.11, 3.12, 3.13 y 3.14. En la figura 3.11 correspondiente al edificio regular, se indican los desplazamientos límites que delimitan las zonas sobre las cuales actúa la demanda inelástica en cada nivel de desempeño sobre el espectro de capacidad. Estos valores son los que realmente determinan los puntos de desempeño para cada condición límite al interceptarse con el espectro de capacidad. Se indican también los períodos asociados a estas condiciones límites.

Del análisis de los casos presentados, todos ellos correspondientes a alturas bajas (6 pisos), se pueden extraer los siguientes comentarios:

a) La estructura regular 06-REG (figura 3.11) tiene un período inicial $T_y = 1.197$ seg., pasa a tener un período final de 2.645 seg., y desarrolla hasta la condición de colapso una ductilidad $\mu = 0.2879/0.0523 = 5.50$ diseñada para un factor de reducción de respuesta $R = 6$ ($\mu = 6 \times 0.8 = 4.8$). Se toma el punto final de

colapso sin incluir su prevención, en vista de que la deriva final (0.016) es menor de 0.018, que se consideró como límite de diseño. En esas condiciones hay garantía para la seguridad de vidas. Se observa que se pueden cumplir los niveles de desempeño II ($T = 1,916$ seg) y casi todo el Nivel III. La Tabla 3.11 exige para este nivel una ductilidad de 4 ($R = 4/0.8 = 5$).

b) La estructura con un primer piso blando 06-DAI (Figura 3.12) tiene menor resistencia que la anterior, un poco mayor de flexibilidad ($T_y = 1,378$ seg) y una ductilidad $\mu = 0.2853/0.06 = 4.76$, casi igual a la de diseño. La deriva última resulta $\delta = 0.2853/18 = 0.016$ sin alcanzar la condición de diseño. Se ha propuesto para este caso reducir el factor R en un 30%. (Cerde, 2003).

c) Cuando se tiene el piso blando intermedio 06-DAM (figura 3.13), la estructura pierde capacidad de deformación y su ductilidad se reduce a $\mu = 0.2485/0.0621 = 4.00 < 4.80$, presentándose el colapso para una deriva baja $\delta = 0.2485/18 = 0.0138$. El período inicial se desplaza desde $T_y = 1.267$ seg. hasta $T_u = 2.349$ seg. En lugar de mejorar su resistencia debería dársele más rango de deformación, preferiblemente en el piso blando. Dentro de esta misma línea conceptual, se pueden manejar sistemas resistentes y sistemas protectores para la rehabilitación.

d) En los edificios pequeños el piso blando superior 06-DAS (figura 3.14), se reduce la capacidad de ductilidad hasta $\mu = 0.1648/0.0549 = 3.00 < 4.80$, lo cual resulta muy bajo y debe ser corregido. Esto obliga a diseñar para $R = 3.75$. El colapso se produce para una deriva media muy baja $\delta = 0.1648/18 = 0.0915$, que compromete el comportamiento aún para los sismos menores. En edificios de mayor altura esta condición de pisos blandos en el tope puede ser favorable al comportamiento estructural (Cerde, 2003).

3.1.6 Rehabilitación de Estructuras

Se aplican las estrategias mostradas en el esquema espectral mostrado de la figura 3.15, para: (1). Recuperar la resistencia original. (2). Mejorar el estado de desempeño. (3). Reducir la demanda sísmica para disminuir la vulnerabilidad. La recuperación puede hacerse incorporando materiales adecuados o reemplazando con nuevos elementos. El enfoque usual es reforzar la estructura existente, cambiando las configuraciones estructurales cuando hay discontinuidades de resistencia o de rigidez. Es muy efectivo colocar disipadores de energía, aisladores o reducir las masas. Hoy se han desarrollado nuevas técnicas de reforzamiento como la adición de perfiles y planchas de acero, el uso de fibras de acero y de carbono, y la aplicación de resinas epóxicas. Como el diseño por desempeño ha evolucionado, las demandas de la sociedad se enfocan hacia evitar la pérdida de la funcionalidad de la edificación y lograr la evacuación rápida de sus ocupantes.

En este diagrama ilustrativo las flechas se dirigen hacia medidas posibles de rehabilitación (Sugano, 2000). En la figura 3.16 se muestran los cambios posibles de las curvas de capacidad cuando se trata de aumentos de ductilidad, de rigidez y de resistencia, o de ductilidad, rigidez y resistencia haciendo intervenir los elementos propios de la estructura o la adición de nuevos elementos. Estas rehabilitaciones se pueden manejar aplicando conceptos similares mediante los espectros de punto cedente (Yield Point Spectra), manejando las derivas lineales y las derivas tangenciales de las formas modales entre los pisos (Thermou et al, 2004)

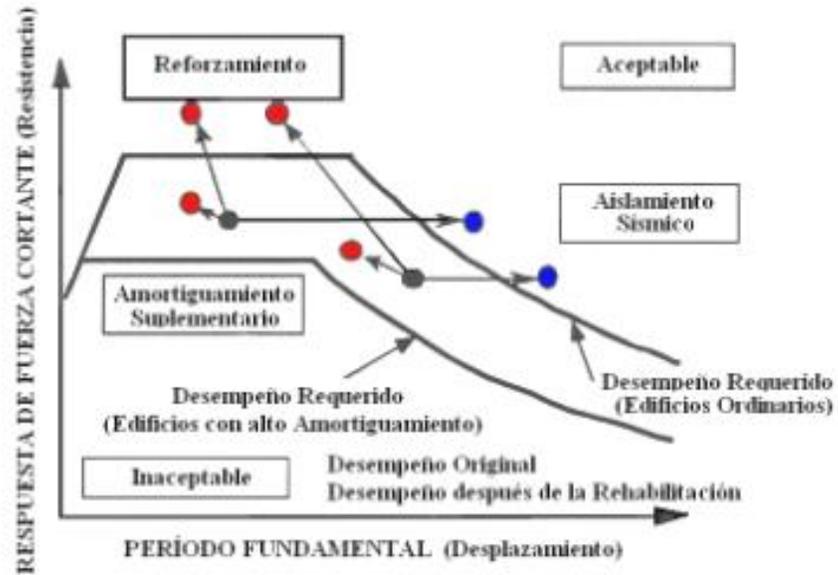


Figura 3.15. Conceptos de Rehabilitación Sismorresistente (Sugano 2000). Fuente [8]

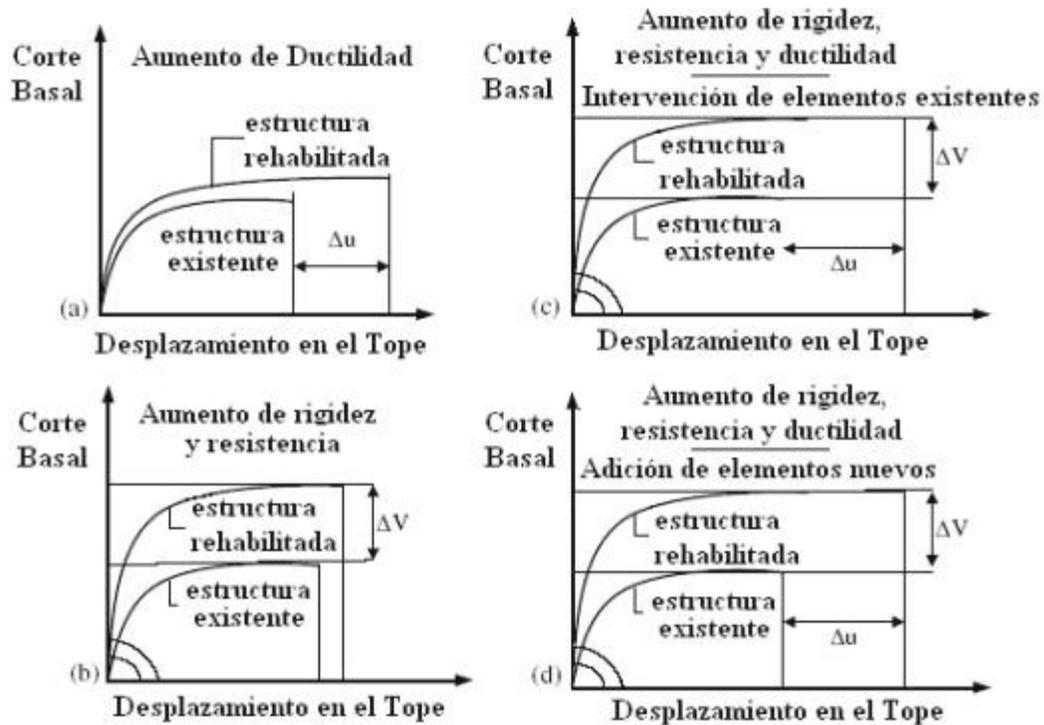


Figura 3.16. Estrategias de Rehabilitación (Thermou et al, 2004) Fuente [8].

3.1.7 Hacia donde va el Diseño basado en Desempeño

Ya se consideran a los métodos anotados anteriormente como de la primera generación, aún cuando no se tenga suficiente experticia con ellos. De hecho se considera que sus demandas se basan en técnicas simplificadas, las relaciones con las componentes de desempeño están basadas en modelos analíticos, pruebas de laboratorio y juicio ingenieril, son inconsistentes y en el desempeño se asume la peor condición, no la más probable. El programa PEER sigue al esquema metodológico mostrado en la figura 3.16 y aplica el teorema de la probabilidad total como expresión minimalista de un problema muy complejo, la cual se indica a continuación (Moehle y Deierlein, 2004; Krawinkler y Miranda, 2004):

$$\lambda(VD) = \iiint G(VD|MD) dG(DM|DI) dG(DI|AS) dL(AS) \quad (19)$$

donde para una variable I : VD es la variable de decisión (colapso, número de heridos, pérdidas, tiempo perdido,...), MD es la medida del daño (estructural, no-estructural, en contenidos,...), DI es la demanda ingenieril (deriva, aceleración del piso, interacción suelo-estructura,...), AS es la amenaza sísmica (movimientos sísmicos, magnitudes, aceleraciones,...). G significa en cada caso la probabilidad condicionada. La ecuación (19) plantea el problema con cuatro elementos básicos: la amenaza sísmica, la predicción de la demanda, el modelo de daños y la estimación de pérdidas, aplicando tres variables aleatorias AS, DI y MD. Esto conduce al desarrollo de curvas de fragilidad para cada una de las variables y a una estimación de las pérdidas como una medida del desempeño sismorresistente.^[8]

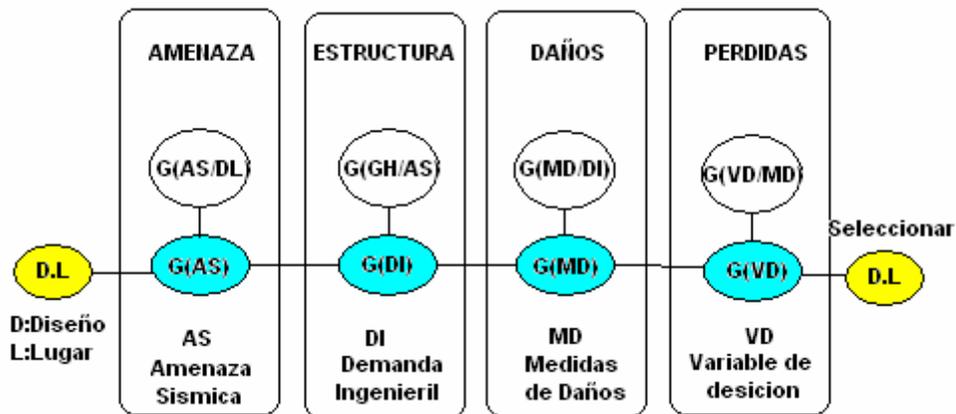


Figura 3.17. Marco Probabilístico para el Desempeño (Moehle y Deierlein, 2004).

Fuente [8]

3.1.8 Últimos Cambios Realizados en la Norma Venezolana.

Actualmente se encuentra vigente la Norma de Edificaciones Sismorresistentes COVENIN-MINDUR 1756:2001.

A fines de 1990, el Ing. César Hernández organizó la revisión de la Norma COVENIN 1756, Edificaciones Antisísmicas, en vigencia desde 1982. Para ello se convocó un conjunto de profesionales que se agruparon en diferentes comisiones según sus especialidades; estos fueron: Agustín Mazzeo, Américo Fernández, André Singer, Antonio Güell, Arnaldo Gutiérrez, Arnim De Fries, Carlos Beltrán, Celso Fortoul, Eduardo Celis, Enrique Arnal, Enrique Gajardo, Feliciano De Santis, Franck Audemard, Giovanni Cascante, Heriberto Echezuría, José Grases, Jorge Mendoza, Julio J. Hernández, Manuel Paga, Mathias Franke, Miguel Lugo, Osear Andrés López, Pascual Perazzo, Peggy Quijada, Robert Pérez, Roberto Araya, Salvador Safina, Simón Lámar, Víctor Fariñas, William Lobo Quintero.

Con posterioridad al fallecimiento del Ing. César Hernández, su sustituto en la Presidencia de FUNVISIS, el Ing. Nicolás Colmenares, aseguró la continuidad de los trabajos de revisión de la misma entre 1991 y 1996. De igual forma el Dr. André Singer, Presidente de la Fundación hasta finales del año 1999 y a la Profesora Nuris Orihuela actual Presidenta cuyo apoyo incondicional ha facilitado el éxito de este proyecto.

El documento contiene el Articulado de la nueva Norma COVENIN 1756 para Edificaciones Sismorresistentes, que la Comisión ad-hoc designada por FUNVISIS elevó a la consideración de la Comisión de Normas de MINDUR, el 31 de julio de 1998. Su contenido incluye las observaciones y sugerencias de esa Comisión de Normas, y es el resultado de un conjunto de contribuciones coordinadas por FUNVISIS durante los últimos años.

La Norma está constituida por dos partes: Parte 1 Requisitos y Parte 2 Comentarios, organizados en Capítulos, Artículos, Secciones Subsecciones, identificados con 1 a 4 dígitos. Cuando haya Comentario, el número del articulado

es subrayado. En la Parte 2 Comentario, identificado por la inicial C, se encuentran explicaciones que complementan el Articulado y ayudan a su mejor interpretación. En general, los comentarios están respaldados por referencias especializadas. Los requerimientos para el diseño sismorresistente de edificaciones establecidos en esta Norma, se complementan con otras normativas y especificaciones para la evaluación sísmica de equipos, instalaciones y otras obras, promulgadas en el país desde la primera versión de la Norma COVENIN 1756; una compilación sobre las mismas se encuentra en el libro DISEÑO SISMORRESISTENTE. ESPECIFICACIONES Y CRITERIOS APLICADOS EN VENEZUELA, editado como Vol. XXXIII por la Academia de Ciencias Físicas Matemáticas y Naturales de Julio de 1997.

3.1.8.1 Principales Cambios, Revisión 2001

Los principales cambios hechos a la versión provisional de esta Norma, COVENIN 1756:1998, son los siguientes:

- Artículo 1.3 (nueva redacción)
- Artículo 3.5 (título y ampliación de los fundamentos de la Norma)
- Capítulo 4 (valores de A0 y ajuste de zonificación por Municipios)
- Capítulo 5 (nueva Tabla 5.1)
- Sección 6.2.2 (modificado)
- Sección 6.3.1 (mejoras en la descripción de tipos estructurales)
- Sección 6.4.1 (modificada)
- Tabla 7.1 (nueva Tabla 7.1)
- Subsección 7.3.2.1 (modificada)
- Artículo 8.5 (fórmula 8.2)
- Artículo 8.6 (mejor definición de criterios de superposición)
- Artículo 8.8 (nuevo)
- Artículo 9.5 (reducción de la excentricidad accidental; fórmulas 9.21 a 9.23)
- Subsección 9.6.2.2 (reducción de la excentricidad accidental)
- Subsección 11.4.5.1 (modificada)
- Artículo 12.2 (mejor definición del campo de aplicación)

- Capítulo 13 (nueva redacción)
- Índice Analítico (revisión y nuevas entradas temáticas)
- Comentario y Referencias (revisado, ampliado y enriquecido con referencias recientes).^[1]

3.2 ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE LA NORMA VENEZOLANA DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES Y LA NORMA AMERICANA UBC.

Las normas sismorresistentes nacionales e internacionales prescriben la incorporación de los efectos de la torsión de las plantas en el diseño de las edificaciones, adicionalmente a los efectos traslacionales. En sintonía con la práctica internacional, la Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 modificó los parámetros del Método de la Torsión Estática Equivalente, a fin de cubrir más precisamente el fenómeno de la respuesta sísmica torsional.

En el ámbito internacional inicialmente se estudió fundamentalmente la respuesta elástica para estructuras de un piso con excentricidad en una sola dirección, sometidas a acción sísmica ortogonal a la misma. En su adecuada estimación juega un papel muy importante la incorporación de la correlación entre las respuestas de los modos de vibración con periodos cercanos, la cual se lleva a cabo con el llamado criterio de la Combinación Cuadrática Completa, conocido como CQC por sus siglas en inglés. Dicho criterio es una extensión del más sencillo de la "raíz cuadrada de la suma de cuadrados", cuya aplicación puede conducir a errores notables en el problema de respuesta torsional que nos ocupa. En esa etapa inicial se hizo énfasis en el cálculo de las solicitaciones globales del sistema, a saber la fuerza cortante y el momento torsor. Por otro lado, se efectuaron estimaciones de la respuesta de los sistemas a la componente rotacional del sismo tratada separadamente, que condujeron a recomendaciones de excentricidades accidentales de diseño.

Para los edificios de varios pisos ha podido establecerse que si disponen de suficiente regularidad, incluyendo la alineación vertical de los centros de masa y de rigidez de las distintas plantas, son válidas las mismas conclusiones obtenidas para sistemas de un piso con propiedades dinámicas semejantes. Ésto permite la extrapolación de resultados y la simplificación de los métodos de análisis en las normas sismorresistentes. La respuesta inelástica torsional, la cual corresponde a los sismos más severos, se ha estudiado intensamente en las últimas décadas. Como es obvio, en el rango inelástico las respuestas de interés han sido las de los planos resistentes en vez de las globales. Una conclusión importante ha sido que debe cuidarse especialmente el diseño de los elementos extremos del lado del centro de rigidez.

Recientemente viene haciendo énfasis en la necesidad de diseñar las edificaciones tanto para los sismos severos como para los sismos moderados. Por tanto, adquiere importancia la adecuada estimación de la respuesta elástica, junto a la inelástica. Ha podido establecerse que las respuestas elásticas de los planos resistentes deben estudiarse separadamente de las respuestas globales, ya que no sufren las mismas amplificaciones. En trabajos previos, los autores han investigado la respuesta torsional ante la acción conjunta de una componente sísmica traslacional y la componente rotacional. Igualmente se ha considerado el efecto de una variación de la excentricidad nominal en la respuesta. Posteriormente se ha estudiado el efecto de la acción simultánea de dos componentes sísmicas traslacionales ortogonales, tanto en plantas con excentricidad en una sola dirección, como en plantas con excentricidades en dos direcciones.

La respuesta torsional es afectada en todas las situaciones por las excentricidades entre el centro de masa y el centro de rigidez de las plantas y por las propiedades dinámicas del sistema estructural, principalmente las relaciones entre los distintos periodos de vibración, en los cuales se acoplan las componentes traslacionales y rotacional del desplazamiento de la masa; estas relaciones dependen en gran medida de los respectivos grados de rigidez traslacional y rotacional (torsional) del sistema. Estos parámetros deben tomarse en cuenta en una normativa que trate de

ser suficientemente precisa; adicionalmente deben tomarse en cuenta las variaciones aleatorias de las excentricidades y la influencia de la componente rotacional del sismo, para establecer las llamadas excentricidades accidentales de diseño.

Se tiene como objetivo la presentación de los fundamentos conceptuales del Método de la Torsión Estática y la evaluación de la confiabilidad obtenida con su aplicación, en forma relativamente completa en el rango elástico y en forma aproximada en el rango inelástico. A fin de situar la Norma en un contexto más amplio y valorar los resultados encontrados, se evalúan conjuntamente las Normas de México y del UBC e IBC. Para la evaluación en el rango elástico se considera la acción conjunta de dos componentes sísmicas de traslación más la componente rotacional, incorporando variaciones aleatorias razonables de las excentricidades nominales. Para las componentes traslacionales se evalúa la situación crítica de incidencia, para relaciones realistas entre el par de espectros de respuesta asociados. El espectro rotacional y la estimación de la variación de la posición del centro de rigidez se toman de recientes investigaciones, la estimación de la variación de la posición del centro de masa se deriva de análisis propios. Es de destacar que se consideran todos los parámetros importantes en interacción. La evaluación en el rango inelástico se efectúa en forma aproximada utilizando resultados establecidos en la literatura técnica.

3.2.1 Métodos de la Norma Venezolana de Análisis

Dentro del conjunto de métodos de análisis sísmico llamaremos métodos globales a los que manejan el conjunto de todos los efectos previstos y métodos torsionales a los que atienden particularmente los efectos torsionales. La Norma Venezolana prevé la aplicación de métodos globales elásticos e inelásticos. Estos últimos se reservan para casos especiales mientras que los primeros son de aplicación común, y utilizan espectros de respuesta elástica para calcular las fuerzas de diseño; los

efectos inelásticos se toman en cuenta indirectamente a través de factores de reducción de respuesta dúctil. En este trabajo esbozaremos solamente los métodos globales elásticos y sus correspondientes métodos torsionales adjuntos.

En la Norma Venezolana se clasifican los métodos de análisis globales elásticos en Estático, Dinámico Plano, Dinámico Espacial y Dinámico Espacial con Diafragma Flexible. En los dos primeros se modela la estructura con 1 grado de libertad por nivel (GDL/nivel) para cada dirección principal de la estructura, en el tercero se modela con 3 GDL/nivel suponiendo que los diafragmas son rígidos en su plano y en el cuarto se modela con múltiples GDL/nivel incorporando la flexibilidad de los diafragmas.

En los métodos Estático y Dinámico Plano se calculan los efectos traslacionales y luego se incorporan los efectos torsionales intrínsecos y accidentales. En el método Dinámico Espacial se obtienen conjuntamente los efectos traslacionales y torsionales intrínsecos; posteriormente se añaden los efectos accidentales. En el método Dinámico Espacial con Diafragma Flexible se obtienen todos los efectos conjuntamente. Este trabajo trata de la fundamentación y evaluación del Método de la Torsión Estática aplicable a los métodos globales Estático y Dinámico Plano. Sin embargo, es importante establecer la conexión con los otros métodos, ya que en la Norma Venezolana se ha tratado de mantener una especial coherencia entre todos.

La antedicha clasificación de los métodos globales atiende al objetivo de la determinación de las cargas sísmicas de diseño. Una vez determinadas puede utilizarse otro modelo estructural para el análisis detallado de las sollicitaciones en los elementos resistentes (vigas, columnas, muros, etc.). Por ejemplo, podemos usar un modelo con 3 GDL/nivel para calcular estáticamente las sollicitaciones derivadas de la aplicación de las cargas sísmicas determinadas con el método estático o el dinámico plano.

Bajo la aplicación de cualquiera de los métodos globales debe garantizarse la incorporación de los efectos torsionales intrínsecos y accidentales. En el caso de los

análisis estático y dinámico plano luego de obtener los cortantes de entrepiso debemos modificar los efectos de la torsión derivada de las excentricidades nominales. Los efectos torsionales intrínsecos llevan al incremento de las demandas en la zona flexible de las plantas y al incremento o decremento en la zona rígida. Los efectos torsionales accidentales conducen al incremento de las demandas en ambas zonas. En la sección siguiente revisamos con cierto detalle algunas variantes metodológicas para estimar estas variaciones; en general se pueden condensar en dos alternativas: a) modificar las excentricidades de diseño, o lo que es lo mismo: modificar los momentos torsores nominales, y luego derivar las modificaciones de desplazamientos en los planos resistentes; b) introducir directamente factores de modificación de estos desplazamientos. Ambas opciones incorporan los efectos intrínsecos y los accidentales.

La diversidad de propuestas para incorporar los fenómenos torsionales encontradas en la extensa bibliografía y en las distintas normas, incluyendo la discutida en este artículo, obedece en parte a que el problema es sumamente complejo en cuanto a la interacción de la gama de parámetros que influyen en la respuesta. No resulta factible la obtención de una formulación exacta que los incorpore todos. Muchos esfuerzos, incluido el evaluado en este trabajo, han tenido por objeto la consecución de unas pocas expresiones sencillas o una metodología simplificada que se aproxime razonablemente a los resultados más exactos.

3.2.2 Variantes de Métodos Torsionales Estáticos

La metodología más usual para incorporar los fenómenos torsionales consiste en la modificación de las excentricidades nominales, para obtener dos momentos torsores de diseño, uno aplicable a la zona flexible de las plantas y otro a la zona rígida. Para edificios de varios pisos en lugar del C.M. de la planta se utiliza el llamado centro de cortante (C.C.), centro de aplicación de la fuerza cortante global que pondera las posiciones de los centros de masa de los pisos superiores. Para cada dirección del

análisis se establece un factor de amplificación (τ) de la excentricidad estática (e) entre los centros de cortante (C.C.) y de rigidez (C.R.), la cual controla el diseño de los planos resistentes de la zona flexible de la planta. Para el diseño de la zona rígida de la planta se incorpora un factor de control (τ') para modificar la excentricidad, que si se omite equivale a $\tau' = 1$. Además, se añade una excentricidad accidental, con inversión de signo a fin de incrementar alternativamente las solicitaciones en cada una de las zonas de la planta. La excentricidad accidental se establece como un porcentaje (β) del ancho de la planta, B ($= B_x$ ó B_y), perpendicular a la dirección del análisis. Así se generan dos momentos torsores de diseño ($M_{T,i}; i = 1, 2$):

$$M_{T,1} = V(\tau e + \beta B) \quad (20)$$

$$M_{T,2} = V(\tau' e - \beta B) \quad (21)$$

donde e y V se toman con signo positivo. Para cualquier plano resistente, la respuesta debida al sismo en la dirección del análisis (R_{dir}) pueden escribirse en forma general como la mayor entre las derivadas de aplicar la fuerza cortante de la planta trasladada al centro de rigidez ($V_{(CR)}$) y ambos momentos torsores de diseño:

$$R_{dir} = \max_{i=1,2} \left\{ R(V_{(CR)}, M_{T,i}) \right\} = R(V_{(CR)}) + \max_{i=1,2} \left\{ R(M_{T,i}) \right\} \quad (22)$$

Las zonas de la planta, flexible o rígida, estarán gobernadas por $i = 1$ o 2 , respectivamente.

Una alternativa a esta metodología consiste en la aplicación de un factor de amplificación (A) a las solicitaciones S obtenidas en algún caso de carga establecido, para obtener las solicitaciones de diseño S_D : $S_D = AS$ En algunos casos este concepto de amplificación también se aplica a las cargas globales en lugar de a las solicitaciones resultantes.

En la norma venezolana "Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas" de 1967, se utilizaban las expresiones (20) y (21) con $\tau = \tau' = 1.5$ y $\beta = 0.05$. Sin embargo, en la práctica profesional vino usándose $\tau' = 1$, por considerar que el valor 1.5 no era coherente con $\tilde{\beta}$, ya que cuando se resta la excentricidad accidental es más desfavorable no amplificar la excentricidad estática.

Las Normas norteamericanas del UBC (Uniform Building Code) y del SEAOC (Structural Engineers Association of California) vinieron usando hasta entrada la década de los 80 una prescripción que equivale a poner $\tau = 1$, $\tau' = 0$ y $\beta = 0.05$. No amplificaban la excentricidad estática para la zona flexible de la planta, pero a cambio no efectuaban ninguna reducción en la zona rígida en relación con la distribución de cargas correspondiente a la traslación uniforme de la planta ($\tau' = 0$). Se ha comprobado que éste último ayudaba a un buen comportamiento inelástico de la zona rígida, cuando la planta es torsionalmente flexible.

Las recientes Normas Norteamericanas del UBC-1997, y el "International Building Code" 2000 han venido a utilizar una formulación diferente a la que usaron anteriormente. En primer lugar calculan los desplazamientos máximo ($\delta_{m\acute{a}x}$) y promedio (δ_{prom}) de los planos resistentes en cada nivel de la edificación y en cada dirección, bajo la aplicación de las fuerzas cortantes de piso más el momento torsor de la expresión (20) con $\tau = 1$ y $\beta = 0.05$. A partir de ellos infieren el factor de amplificación A de los momentos torsores básicos, en cada nivel estructural:

$$1 \leq A = \left(\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \leq 3 \quad (23)$$

La estructura se diseña mediante la aplicación de las expresiones (20) y (21) estipulando $\tau = A$, $\tau' = 1$ y $\beta = 0.05A$. Véase la figura 3.18. Como se observa, se utiliza un método indirecto para estimar la amplificación dinámica, consistente en evaluar la influencia de ciertos momentos torsores en la respuesta rotacional de la

planta. Vemos que en plantas torsionalmente muy flexibles la excentricidad accidental puede llegar a valer 15% del ancho de la planta, en lugar del valor fijo anterior de 5%. En los casos de plantas típicas A vale alrededor de 1.2; entonces la excentricidad accidental típica está en un 6%, pero debe tomarse en cuenta que es obligatoria la combinación de componentes sísmicas ortogonales, lo cual equivale aproximadamente a la aplicación del orden de 8% de excentricidad accidental sin combinación de componentes sísmicas. Es de notar que la metodología expuesta también debe aplicarse a la torsión accidental cuando la torsión intrínseca se calcula con un análisis dinámico espacial.^[2]

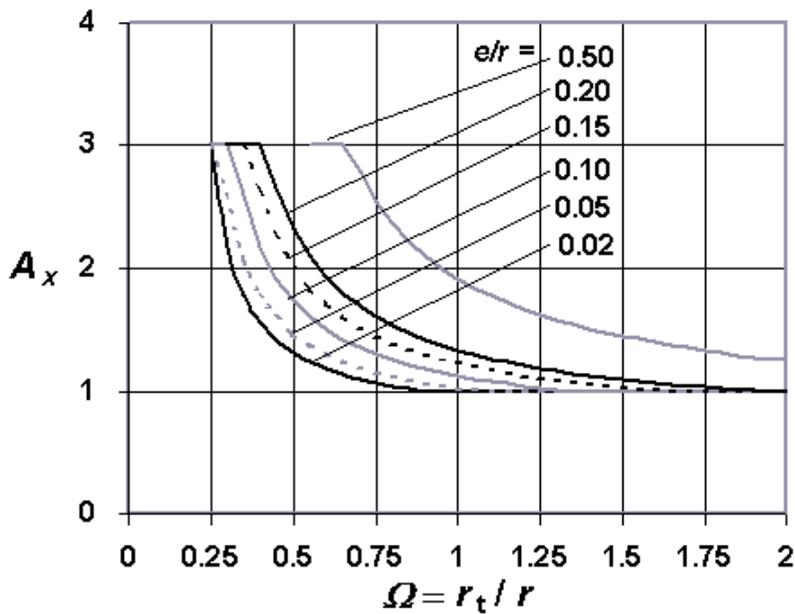


Figura 3.18 Factor de Amplificación Torsional (A_x) de Normas UBC-1997 e IBC-2000. Fuente [3]

La Norma Venezolana COVENIN 1756 "Edificaciones Antisísmicas" de 1982 estipuló un valor variable de $\tau = 1.5, 3$ ó 5 (salvo estimación más exacta), dependiente de la distribución de rigideces en planta, junto con $\tau' = 1$ y $\beta = 0.10$. El valor variable de τ intentaba estimar la diferente amplificación dinámica que se produce según las plantas tengan rigidez torsional grande, moderada o pequeña, con la finalidad de obtener una confiabilidad semejante en el diseño de los distintos tipos de plantas. La carencia de estudios más amplios, incluyendo la no consideración de las componentes sísmicas ortogonales en plantas asimétricas, soportó el criterio de utilizar como estimado de amplificación dinámica valores derivados de los momentos torsores de planta. Pero quedó poco conservador el diseño de la zona rígida de la planta. El grado de excentricidad accidental escogido fue el más predominante internacionalmente, $\beta = 0.10$., compartido con las normas Mexicanas, Canadienses y Neocelandesas.

En caso que las solicitaciones intrínsecas se obtengan mediante análisis dinámico ($R_{dinám}$), lo usualmente establecido en las diferentes normas (Venezolana, Norteamericana) es que las solicitaciones totales (R_{dir}) se obtengan añadiendo estáticamente otras accidentales, que se calculan como la respuesta a momentos torsores accidentales de signos contrarios, para cada dirección del análisis:

$$M_{T,acc,1} = \beta B; \quad M_{T,acc,2} = -\beta B; \quad (B = B_x \text{ ó } B_y) \quad (24a,b)$$

$$R_{dir} = R_{dinám} + \max_{i=1,2} \left\{ R(M_{T,acc,i}) \right\} \quad (25)$$

3.2.3 Nuevo Método de la Norma Venezolana

En la versión 2001 de la Norma Venezolana se modificaron los parámetros torsionales descritos anteriormente, aplicables al Método de la Torsión Estática y al complemento de torsión accidental del análisis Dinámico con 3 GDL/nivel, y se definieron los correspondientes al nuevo Método de Análisis Dinámico con

Diafragma Flexible. Además se establecieron irregularidades de las edificaciones por causas torsionales. Entre ambas versiones existen diferencias en los valores de τ y β , originados en un ajuste llevado a cabo respecto a la aplicación global de la Norma.

3.2.4 Criterios para las Prescripciones Torsionales

El objetivo de las modificaciones fue el de disponer, dentro del marco de unas expresiones relativamente sencillas, unas expresiones que se acercaran a los resultados que se derivarían de la aplicación de métodos más precisos en el rango elástico, a sabiendas que no es factible la obtención de expresiones sencillas exactas, por lo que siempre quedarán inexactitudes. Los principales criterios adoptados como guía de los cambios efectuados en las prescripciones torsionales fueron:

- a) Mantener el criterio previo de cubrir el caso de conducta elástica esperada bajo sismos moderados, junto con la cobertura de una demanda inelástica adecuada bajo sismos severos.
- b) Mantener el criterio previo de aproximarnos a una confiabilidad uniforme para las distintas configuraciones en planta.
- c) Mantener la coherencia entre los distintos métodos de análisis opcionales.
- d) Adaptar el ajuste de parámetros torsionales a los desplazamientos de los planos resistentes, en lugar de a los momentos torsores de planta, ya que esos son los fundamentales para el diseño.
- e) Tomar en cuenta los potenciales incrementos de la zona rígida de la planta, para el caso de gran flexibilidad torsional.

- f) Presentar fórmulas explícitas para calcular el factor de amplificación torsional τ , en lugar de la selección cualitativa anterior, a fin de evitar problemas de interpretación.
- g) Tomar en cuenta la influencia de la excentricidad ortogonal, compensando su omisión al efectuar un análisis estático en una dirección.
- h) Ajustar el valor de excentricidad accidental a la combinación de efectos ortogonales prescrita en la nueva versión de la Norma.
- i) Penalizar las plantas muy riesgosas por efectos torsionales.

En el ámbito internacional es relativamente reciente la mayor atención concedida a la posibilidad de incrementos de las demandas en la zona más rígida de la planta. También ha venido variando la actitud ante la diferencia entre las respuestas elástica e inelástica. Antiguamente se justificaron factores de amplificación relativamente bajos (p.ej.: con valor 1.5) bajo el criterio de que el objeto del diseño era conseguir una estructura resistente a los sismos severos probables, bajo los cuales se admite respuesta inelástica dúctil. Últimamente los criterios internacionales de diseño hacen énfasis en los diversos desempeños de la estructura, deseados para los distintos grados de acción sísmica. Así pues, se establece que para sismos relativamente moderados la estructura debe permanecer sin daños estructurales, o sea en estado elástico. Para lograrlo hay que estimar la respuesta elástica en función de los parámetros de los que depende. Mientras que el uso de una menor amplificación torsional inelástica, basada en los sismos severos, conduciría a que bajo los sismos moderados los planos resistentes perimetrales de algunas estructuras pudieran sobrepasar el punto elástico y sufrir daños, incumpliendo un objetivo de desempeño y produciendo además una pérdida de uniformidad entre las diversas edificaciones, pues aquellas con grandes factores de amplificación torsional elástica quedarían sometidas a riesgos mayores ante los sismos moderados a lo largo de su vida útil. La mejor metodología sería la de diseñar para ambas condiciones, elástica e inelástica, por separado. Sin embargo, por motivos de sencillez de la práctica profesional, en normas como la venezolana y

otras se prefiere adoptar prescripciones de diseño que satisfagan aproximadamente los requisitos de desempeño ante sismos moderados y severos, en forma simultánea.

La incoherencia de mantener los factores tradicionales (p. ej.: $\tau = 1.5$, constante) puede inferirse del hecho de que actualmente se recomienda como preferible la utilización de los análisis dinámicos espaciales (con 3 grados de libertad por planta). Los mismos suponen comportamiento elástico de la estructura y por tanto incorporan la amplificación torsional intrínseca elástica. Lo consistente, entonces, es utilizar factores de amplificación elástica variables en los métodos que modelan la estructura con 1 grado de libertad por planta, y forma parte del espíritu del método actualmente prescrito.

Igualmente se ha hecho hincapié en mantener la coherencia en la incorporación de la excentricidad accidental, tanto con respecto a otras prescripciones de las normas, en particular la de la combinación de respuestas a componentes sísmicas ortogonales, como para los métodos globales entre sí. Al aplicar el método Dinámico Espacial se especifica la misma adición estática de excentricidades accidentales que para los métodos Estático y Dinámico Plano. Y al aplicar el método Dinámico Espacial con Diafragma Flexible, como una adición estática sería complicada, se especifican varios análisis con diferentes posiciones de los centros de masa, coherentes con las premisas con las que se establecen las excentricidades accidentales estáticas. Así, se prescriben cinco (5) análisis dinámicos con variación de las posiciones del C.M. en 3% de los anchos de la planta, simultáneamente en cada dirección principal, además del caso nominal; esto equivale a tomar los puntos 0, 2, 4, 6 y 8 de la Figura 2.5. Pero como variaciones de excentricidad para dichos puntos, en lugar del 2.6% de los anchos de la planta que corresponden al 3.7% de variación máxima, se toman como 3% para compensar la omitida influencia de la componente rotacional, que no se utiliza en los análisis dinámicos del método. Se consideró excesivo exigir la realización de 9 o más análisis, pues los desplazamientos críticos suelen ocurrir para alguna de las cinco posiciones del C.M. estipuladas.

3.2.5 Nuevos parámetros torsionales

En el Método de la Torsión Estática Equivalente de la versión 2001 de la Norma Venezolana se estipulan los parámetros torsionales listados a continuación y gráficamente presentados en la figura 3.19. Los mismos se emplean de acuerdo a la metodología provista por las expresiones (20), (21) y (22), con la limitación de $\varepsilon \leq 0.2$ en ambas direcciones:

$$\tau = 1 + [4-16\varepsilon] \Omega \quad \text{para } 0.5 \leq \Omega \leq 1 \quad (26)$$

$$\tau = 1 + [4-16\varepsilon(2 - \Omega) (2 - \Omega)^4] \quad \text{para } 1 \leq \Omega \leq 2 \quad (27)$$

$$\tau = 1 \quad \text{para } 2 \leq \Omega \quad (28)$$

$$\tau' = 6(\Omega - 1) - 0.6 \quad \text{acotando } 1 \leq \tau' \leq 1 \quad (29)$$

$$\beta = 0.06 \quad (30)$$

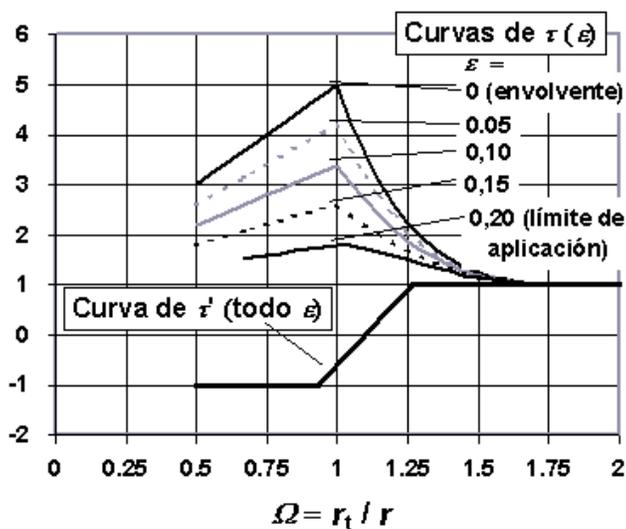


Figura 3.19. Factores de Amplificación Torsional (τ) y de Control (τ') de la Norma Venezolana. Fuente [3]

Las expresiones (26) a (29) se relacionan con la torsión intrínseca y la expresión (30) con la torsión accidental, aunque en realidad la confiabilidad del Método debe estudiarse a partir de la aplicación conjunta de todas las expresiones. En Valoración de los parámetros de torsión intrínseca analizamos las primeras cuatro expresiones ((26)-(29)) en el supuesto de que no existieran efectos accidentales y en Ajuste del coeficiente de excentricidad accidental revisamos el efecto conjunto de las cinco expresiones ((26)-(30)).

Para edificaciones de varias plantas los parámetros Ω y ε deben tomarse con valores representativos de las distintas plantas. La consideración de valores representativos supone la existencia de un edificio regular, tal que las diversas plantas sean semejantes. Si no fuera el caso, se recomienda la realización de un Análisis Dinámico Espacial; el Método de la Torsión Estática es tanto más exacto cuanto más uniforme sea la estructura en alzado, en lo que respecta a excentricidades y distribución de rigideces y masas.

Se disponen varias limitaciones de aplicación del Método: a) se evitan excentricidades grandes restringiéndolo a $e / r = \varepsilon \leq 0.2$; b) se impiden rigideces torsionales muy pequeñas exigiendo que $r_t / r = \Omega \geq 0.5$; y c) se previenen indeseables relaciones entre la rigidez torsional y la excentricidad estipulando que $e / r_t \leq 0.3$. Si se excede cualquiera de los tres límites indicados, no se admite la aplicación del Método de la Torsión Estática y debe efectuarse un Análisis Dinámico Espacial. Además, si se incumple alguna de las dos últimas condiciones la edificación se clasifica como de riesgo torsional elevado y se penaliza el Factor de Reducción R. La primera limitación atiende tanto a la validez de las expresiones (26) y (27) como al hecho de que en su ajuste se consideró una excentricidad ortogonal dada por $\varepsilon_{\text{ortogonal}} \leq 0.2$. La segunda limitación responde a evitar los excesivos

desplazamientos que se producen en caso contrario, tal como se observa en las figuras 2.7, 2.11 y 2.12. La tercera limitación equivale a exigir que $\varepsilon \leq 0.3 \Omega$, es decir que cuanto menor es la rigidez torsional tanto menor es la excentricidad aceptable para no incurrir en riesgo torsional elevado. Por ejemplo, si $\Omega = 1.33$ debe ser $\varepsilon \leq 0.4$; si $\Omega = 1$ entonces $\varepsilon \leq 0.3$ y si $\Omega = 0.67$ se exige $\varepsilon \leq 0.2$. En la figura 2.12(b) podemos comprobar que esta limitación atiende a la intención de evitar que los desplazamientos en el extremo flexible puedan superar al doble de los traslacionales, aproximadamente.

3.2.6 Valoración de los Parámetros de Torsión Intrínseca

Las expresiones (26) a (29) se obtuvieron mediante ajustes de los desplazamientos de los extremos rígido y flexible de las plantas. El ajuste atiende a la influencia de la excentricidad y la rigidez torsional en los incrementos de los desplazamientos dinámicos respecto a los correspondientes estáticos de una planta simétrica, es decir respecto a los desplazamientos derivados de aplicar estáticamente la fuerza cortante en el C.R. (primer término del tercer miembro de la expresión (22)). Con expresiones relativamente sencillas resulta casi imposible ajustar simultáneamente todos los parámetros involucrados, como son las combinaciones de excentricidades ortogonales posibles, o las particulares variaciones derivadas de los periodos fundamentales del edificio que condicionan la zona influyente del espectro (plana, hiperbólica o mixta), o las derivadas de las relaciones de aspecto de las plantas. Si se quisiera obtener mayor exactitud, sin duda necesitaríamos expresiones más complejas que las incorporadas en la Norma, en las que los parámetros del Método fueran función del conjunto de variables involucradas. Para los ajustes se escogieron plantas con $B_x / B_y = 2$, $T_y = 0.2$ seg y $T_x / T_y = 1.5$, que quedan en la zona plana del espectro y conducen a los resultados más desfavorables. Se escogieron parámetros que condujeran a resultados conservadores para las diferentes combinaciones de excentricidades en la zona $0.9 \leq \Omega \leq 1.3$, correspondiente a las edificaciones más comunes, mientras que en la zona de

mayor flexibilidad torsional ajustamos respecto a los promedios, tomando en cuenta que en esta zona la excentricidad accidental añadida compensará en mayor medida las subestimaciones. En la fig. 3.20 se comparan las respuestas intrínsecas con los derivados de la aplicación de las expresiones (26) a (29); nótese la variabilidad de resultados, de acuerdo con el comentario anterior. En todo caso, debe resaltarse que estos resultados, producto de aplicar las expresiones (26) a (29), no representan una evaluación del Método, pues éste debe verse como el conjunto que incluye la expresión (30).

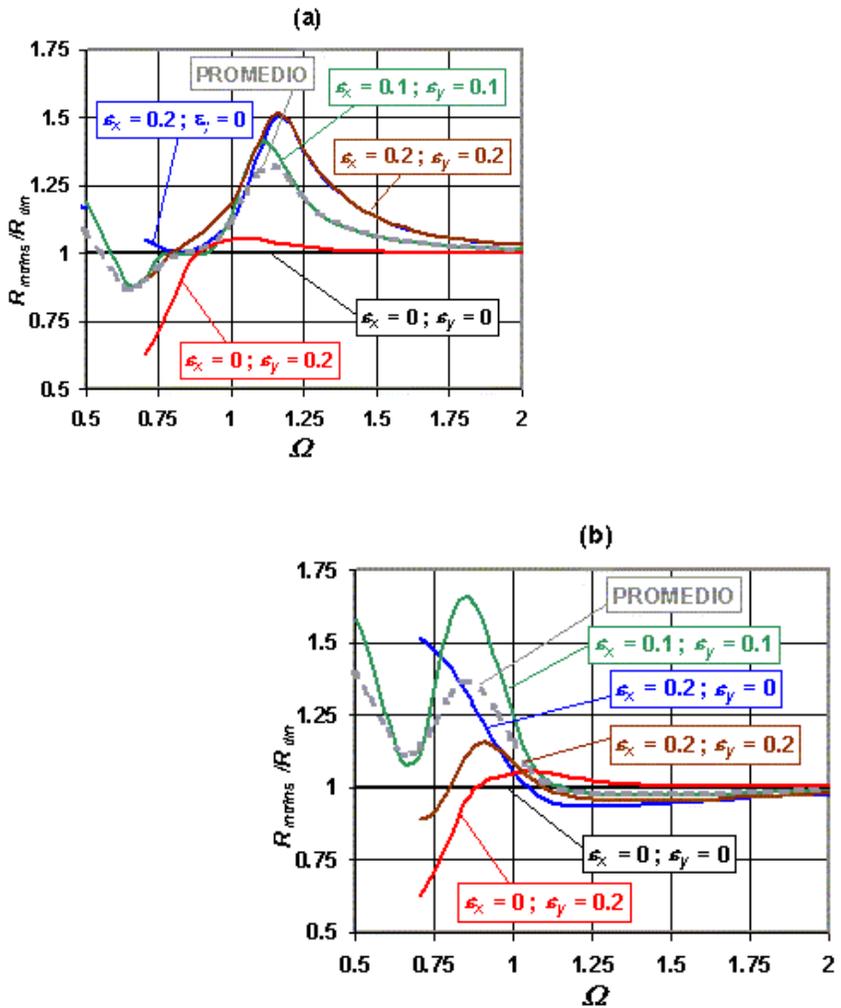


Figura 3.20. Cocientes Entre los Desplazamientos del Método de Torsión Estática Equivalente de la Norma Venezolana, Excluyendo Efectos Accidentales, y los Desplazamientos Dinámicos, en Función de Ω , para Diversas Combinaciones de Excentricidades Normalizadas ε_y y ε_x . Planta con $B_x/B_y = 2$; $T_y = 0.2$ Seg; $T_x/T_y = 1.5$: (a) Extremo Rígido; (b) Extremo Flexible. Fuente [3]

3.2.7 Ajuste del Coeficiente de Excentricidad Accidental

Para estimar un valor razonable del coeficiente β se planteó la inferencia de su valor en el supuesto de que conozcamos la respuesta intrínseca exactamente, independientemente de la aproximación anterior. Es decir, buscamos el coeficiente de excentricidad accidental necesario, β_{nec} , para que los desplazamientos de diseño (R_{dis}) se ajusten a los críticos (R_{cr}) aplicando las expresiones (24) y (25), a partir de los desplazamientos intrínsecos derivados del análisis dinámico ($R_{dinám}$) para cada dirección del sismo. Llamamos críticos, (R_{cr}), a las envolventes debidas a las consideraciones de variación de las posiciones del C.M. y acción de sismo rotacional. Suponemos que el desplazamiento de diseño, (R_{dis}), se obtiene combinando los desplazamientos "totales" de ambas direcciones (R_x , R_y) mediante alguna regla establecida. Por ejemplo, si los combinamos con la RCSC (raíz cuadrada de la suma de cuadrados) tenemos que se debe cumplir que:

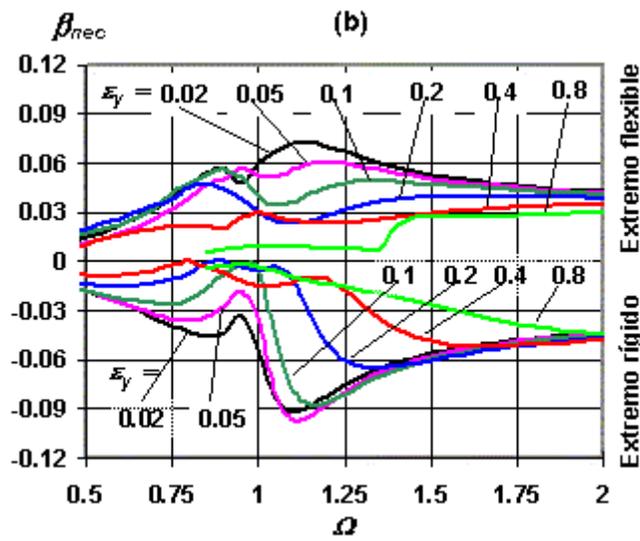
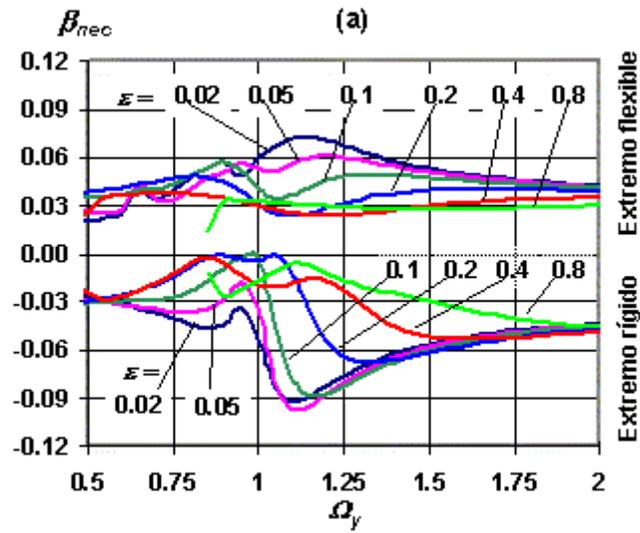
$$R_{dis} = \sqrt{R_x^2 + R_y^2} = R_{cr} \quad (31)$$

donde:

$$R_x = R_{dinám,x} + \text{máx}\{ R (M_{T,acc} = \pm\beta_{nec} B_y); R_y = R_{dinám,y} + \text{máx}\{ R (M_{T,acc} = \pm\beta_{nec} B_x) \} \quad (32a,b)$$

En la figura 3.21 tenemos los β_{nec} necesarios para diversas situaciones de plantas de $B_x/B_y = 2$ y $B_x = 35$ m, ante sismos de Suelo Intermedio (espectros de Tipo de Suelo S2 en la Norma Venezolana). Las figuras 3.21(a) y 3.21 (b) corresponden a

plantas uni-asimétricas ($\varepsilon_x = 0$) con $\{T_y = 0.2 \text{ seg}; T_x = 0.3 \text{ seg}\}$ la primera y $\{T_y = T_x = 0.5 \text{ seg}\}$ la segunda. Las figuras 3.21(c) y 3.21 (d) corresponden a plantas bi-asimétricas ($\varepsilon_x = 0.2$) con las mismas variantes de periodos principales. Podemos notar que el valor necesario β_{nec} depende de la excentricidad ε_y , del índice de rigidez torsional Ω y de los periodos y que es diferente a objeto de ajustar los dos extremos de las plantas. Se observa un patrón similar en función de ε_y y Ω entre las plantas uni-asimétricas de periodos cortos o moderados y las bi-asimétricas de periodos cortos. El patrón difiere para las bi-asimétricas de periodos moderados. Resultados no incluidos aquí muestran un patrón constante entre periodos moderados ($\cong 0.5$ seg) y largos (≥ 1 seg) para todo tipo de plantas. En términos generales, el primer patrón de variaciones muestra los mayores valores necesarios β_{nec} para $1 \leq \Omega \leq 1.25$ con tendencia a reducirse para Ω mayores y menores (con mayor grado de reducción para los menores). El segundo patrón de variaciones tiene los mayores valores necesarios β_{nec} para $1.25 \leq \Omega \leq 1.5$ con las mismas tendencias de reducción.



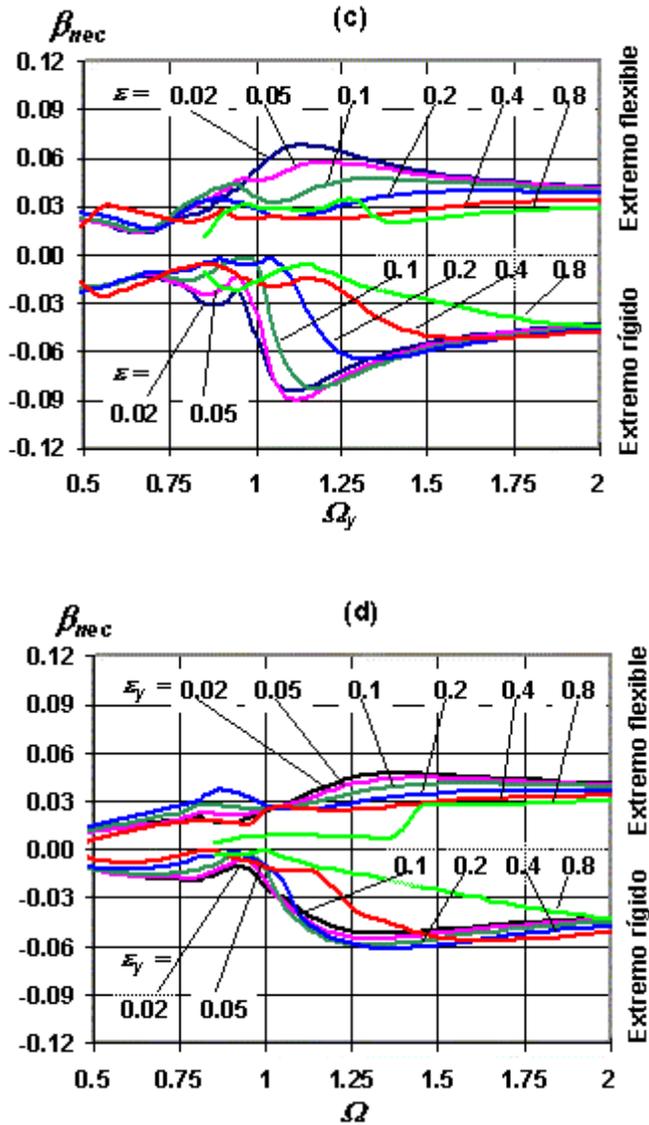


Figura 3.21 Coeficientes β_{nec} Necesarios para Igualar los Desplazamientos en los Extremos Rígido y Flexible de Edificación con $B_x/B_y = 2$; $B_x = 35$ m; Suelo Intermedio; ($\varepsilon = \varepsilon_y$): a) $\varepsilon_x = 0$; $T_y = 0,2$ seg; $T_x/T_y = 1,5$; b) $\varepsilon_x = 0$; $T_y = 0,5$ seg; $T_x/T_y = 1$; c) $\varepsilon_x = 0,2$; $T_y = 0,2$ seg; $T_x/T_y = 1,5$; d) $\varepsilon_x = 0,2$; $T_y = 0,5$ seg; $T_x/T_y = 1$;

Fuente [3].

Una conclusión que se puede establecer es que un valor constante de β_{hec} no ajustará uniformemente todas las situaciones. Menos aún cuando no se emplee un valor exacto de la respuesta intrínseca. Pero ante la complicación que representaba especificar un valor variable de β , la opción estipulada por las normas ha sido la de escoger un valor constante que aproximadamente cubra la mayor parte de los casos. Al escoger $\beta = 0.06$, en la Norma Venezolana tenemos que se están cubriendo todos los casos de las plantas bi-asimétricas con periodos moderados a largos, y que para el resto de las plantas se cubren casi todos los casos con la excepción de algunos correspondientes a excentricidades moderadas, $0 \leq \varepsilon_y \leq 0.1$ que son los menos riesgosos. Esta ligera falta de cobertura es estricta cuando se aplica el Método Dinámico Espacial, pero con los Métodos Estático y Dinámico Plano existen compensaciones debidas a los factores τ y τ' . Por otro lado, el factor escogido resulta conservador para todas las plantas torsionalmente flexibles, lo cual se juzga aceptable en principio dado que las mismas son las de comportamiento más riesgoso, pero además compensa la liberalidad que encontramos en algunos casos de estimación de la torsión intrínseca. Es precisamente el asunto de la sección siguiente la evaluación del grado de error de la aplicación completa del Método de la Torsión Estática Equivalente para diversas situaciones.

3.2.8 Evaluación y Comparación de Métodos Normativos

Presentamos una evaluación de los resultados de aplicar tres variantes de métodos de torsión estática equivalente, correspondientes a la Norma Venezolana, la Norma Norteamericanas del UBC-1997 o el IBC-2000. La comparación se efectúa entre los resultados de aplicar las formulaciones previstas en dichas normas para cada dirección sísmica principal y combinar luego ambas entre sí, con las respuestas críticas calculadas como las envolventes elásticas de suponer las situaciones de "accidentalidad" (sismo rotacional y variaciones de las posiciones de los C.M.). De

antemano debe decirse que otras suposiciones de "accidentalidad" conducirán a otros valores numéricos para cada norma. Sin embargo, los resultados que se presentan permiten comparar las normas entre sí, de modo que pueden establecerse las diversas situaciones en que una norma es más o menos conservadora que otra, pues las diferencias de las respuestas normativas entre sí son independientes de los valores críticos.

En primer lugar observemos en la figura 3.22 la relación entre los valores de la Norma Venezolana y los valores críticos elásticos para una estructura de periodos ortogonales iguales a 0.5 seg, y relación de aspecto $B_x / B_y = 2$, en función del índice de rigidez torsional Ω , para las cuatro combinaciones extremas de excentricidades entre $0 \leq \varepsilon_x \leq 0.2$ y $0 \leq \varepsilon_y \leq 0.2$ y la combinación intermedia. En forma general puede decirse que la Norma conduce a valores cercanos a los críticos para rigideces torsionales grandes y a valores más conservadores para las rigideces torsionales pequeñas. Nótese la dispersión entre los diversos casos de excentricidades; sin embargo, encontramos una tendencia general al aumento del conservadurismo con el incremento de la excentricidad (ε_x) de las fuerzas en la dirección del desplazamiento calculado. Resultados no mostrados indican, para cualquier combinación de excentricidades, menor grado de conservadurismo para periodos pequeños y casi el mismo grado para periodos grandes. También se comprueba que los resultados son poco dependientes de la relación de aspecto (B_x / B_y) de las plantas. Igualmente se obtienen patrones de variación similares bajo la aplicación de los diferentes métodos normativos, por lo que la Figura 3.22 es indicativa de la generalidad de los casos.

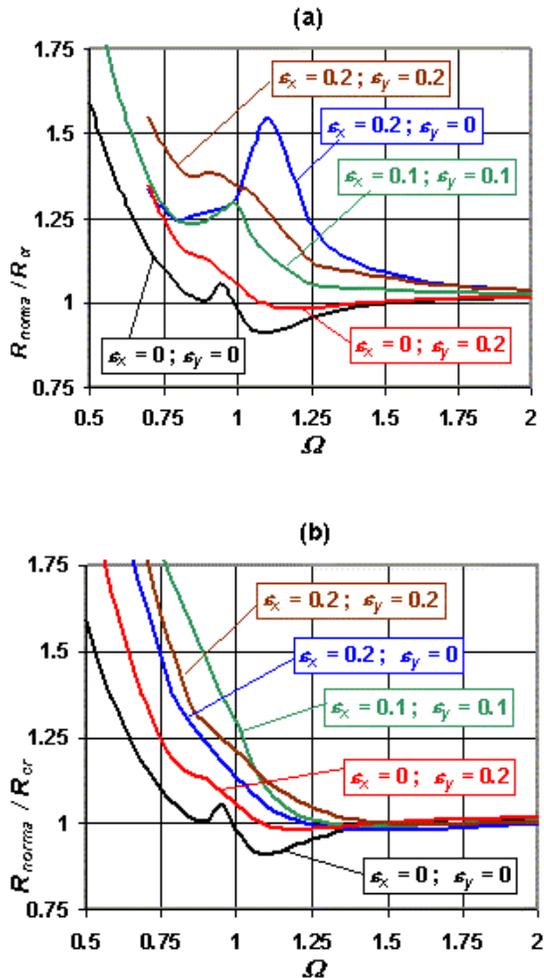
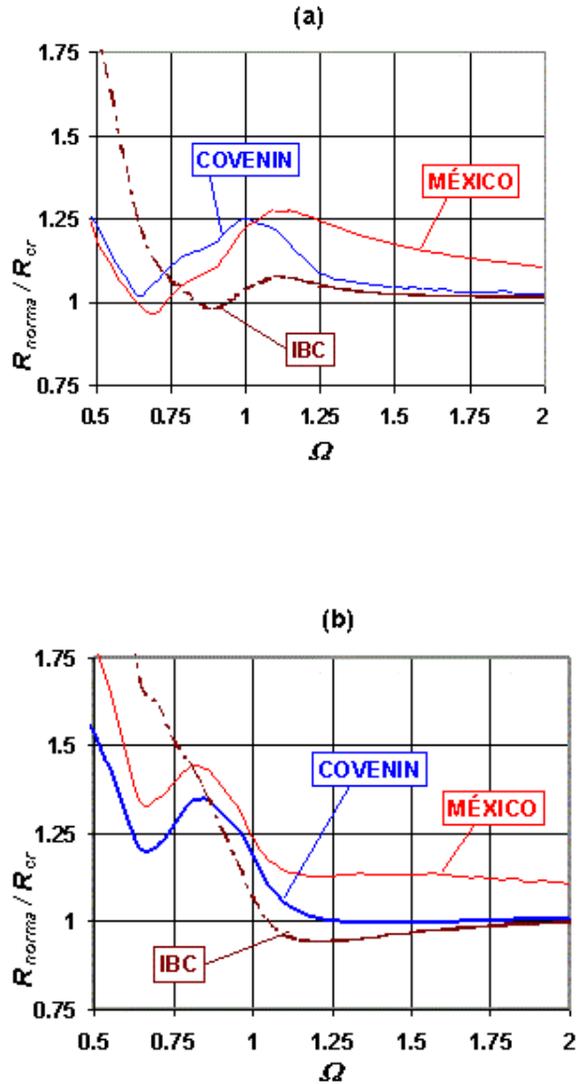
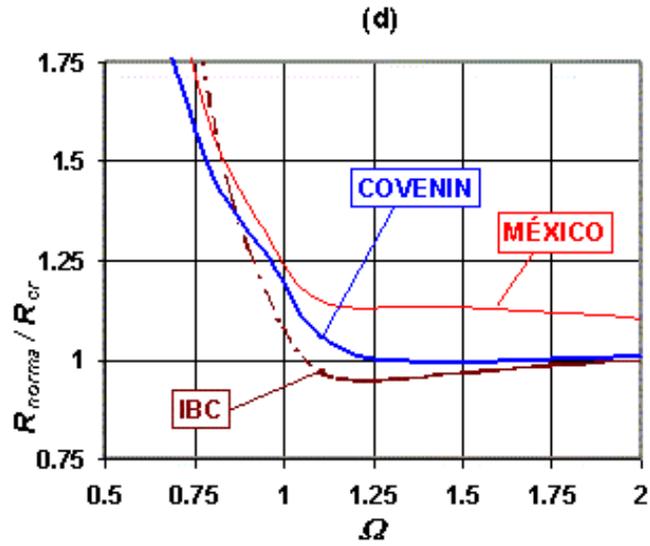
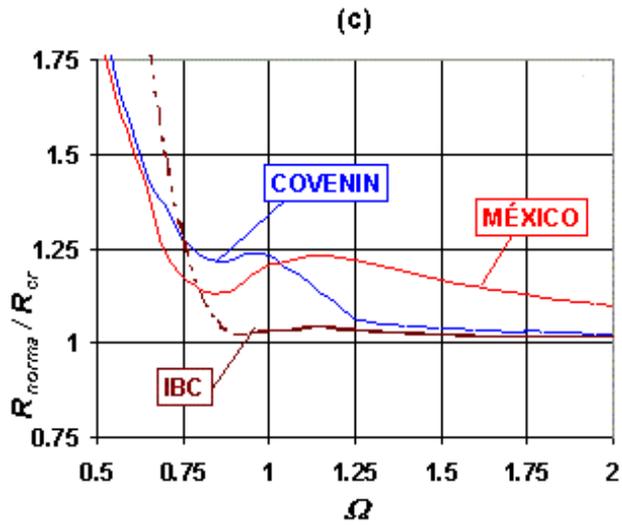


Figura 3.22 Cocientes Entre los Desplazamientos Derivados con el Método de Torsión Estática Equivalente de la Norma Venezolana y los Desplazamientos Críticos, en Función de Ω , para Diversas Combinaciones de Excentricidades Normalizadas ε_y y ε_x . Planta con $B_x/B_y = 2$; $T_y = 0.5$ Seg; $T_x/T_y = 1$; Suelo Intermedio: (a) Extremo Rígido; (b) Extremo Flexible. Fuente [3].

Dada esta generalidad, para la comparación entre las normas es más práctico presentar los promedios de los cocientes entre las respuestas normativas y la respuesta crítica, para la gama de excentricidades en dos direcciones entre $0 \leq \varepsilon_x \leq 0.2$ y $0 \leq \varepsilon_y \leq 0.2$, se incluyen por tanto plantas uni-asimétricas y bi-asimétricas, dentro de los límites de regularidad estipulados. Así se presentan en la figura 3.23,

para ambos extremos de la planta, en función de los índices de rigidez torsional Ω de las plantas, y para distintos casos de periodos principales. Se escogieron plantas con $B_x / B_y = 2$ y $B_x = 35$ m, ante sismos de Suelo Intermedio (Perfil S2 en la Norma Venezolana).





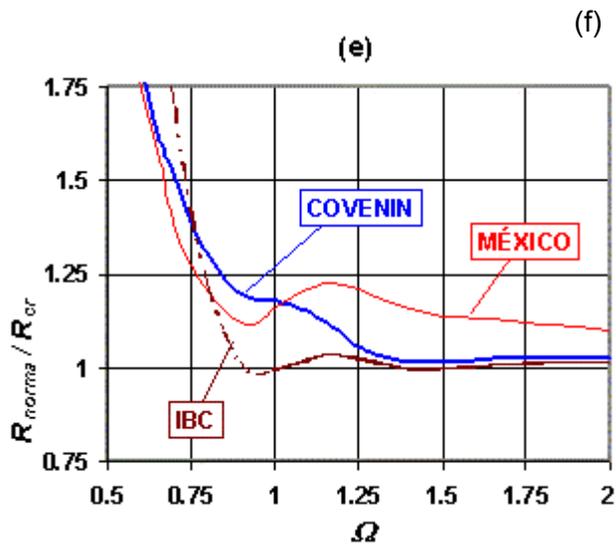
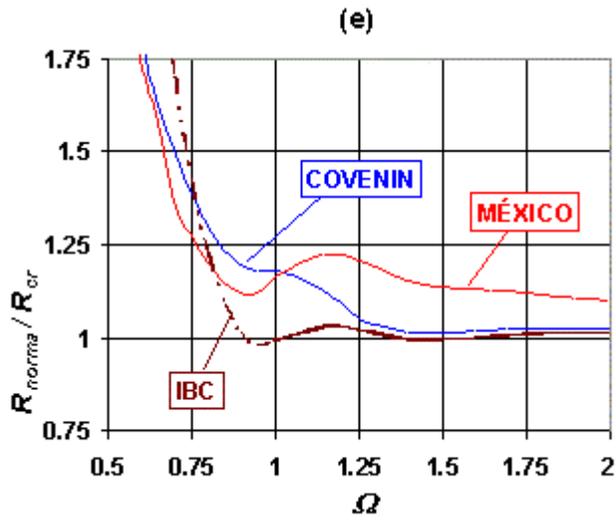


Figura 3.23. Promedios de Cocientes Entre los Valores Normativos de los Métodos de Torsión Estática de las Normas IBC-2000, México-DF-1995 y Venezolana, y las Respuestas Críticas en Función de Ω para la Variación de ε_y y ε_x entre 0 y 0.2; $B_x/B_y = 2$; Suelo Intermedio. Fuente [3]

(a) y (b): $T_y = 0.2$ Seg; $T_x/T_y = 1.5$: (a) Extremo rígido; (b) Extremo flexible.

(c) y (d): $T_y = 0.5$ Seg; $T_x/T_y = 1$: (c) Extremo Rígido; (d) Extremo Flexible

(e) y (f): $T_y = 1$ Seg; $T_x/T_y = 0.7$: (e) Extremo Rígido; (f) Extremo Flexible

Los promedios se calcularon con la discretización $\Delta\varepsilon_x = \Delta\varepsilon_y = 0.05$. Encontramos que:

a) Para rigideces torsionales relativamente grandes ($\Omega \geq 1.25$), y para todos los casos de periodos, la Norma Venezolana se ajusta casi perfectamente a la respuesta crítica, tanto en la zona flexible como en la zona rígida de las plantas. Las Normas UBC/IBC se ajustan igualmente con valores ligeramente inferiores. La Norma Mexicana es algo más conservadora en esa zona con excesos de 10% a 25%.

b) Para rigideces torsionales moderadas ($1 \leq \Omega \leq 1.25$), y para todos los casos de periodos, la Norma Venezolana es algo conservadora en ambos extremos de las plantas, las Normas UBC/IBC se ajustan bastante bien y la Norma Mexicana es algo conservadora

c) Para rigideces torsionales pequeñas ($\Omega \leq 1$) la Norma Venezolana es bastante conservadora en ambos extremos de las plantas, para todos los casos de periodos, a excepción del caso de extremo rígido y periodos cortos en que el exceso de la respuesta normativa es moderado. La misma condición se observa para la Norma Mexicana. Las Normas UBC/IBC resultan ser bastante conservadoras, en general más que las otras normas, para todas las situaciones.

Es bueno acotar que para los casos de rigideces pequeñas y moderadas el conservadurismo en los desplazamientos de los extremos no se mantiene para las líneas centrales, sino que la proporción de exceso vendría a ser aproximadamente

proporcional a la distancia al C.M. Por tanto los excesos encontrados no indican un exceso similar en los costos de resistencia sísmica; en realidad, las plantas torsionalmente flexibles suelen tener mayores rigideces hacia el centro, de modo que los planos resistentes más costosos sufren excesos menores. Por el contrario, en los casos en que se evidencia un buen ajuste de los extremos, ese ajuste es obviamente válido para toda la planta.

En términos muy gruesos, todas las normas muestran mejor ajuste para las plantas torsionalmente más rígidas y peor ajuste para los extremos de las torsionalmente más flexibles. Comparando las normas entre sí, encontramos que en general la Norma Venezolana conduce a valores de diseño algo inferiores a la Mexicana; las excepciones son pocas y por diferencias pequeñas. Por otro lado la Norma Venezolana especifica valores de diseño ligeramente superiores a los de las Normas UBC/IBC para plantas torsionalmente rígidas a moderadas, mientras que para plantas torsionalmente flexible estas normas en general superan en valores de diseño a la Norma Venezolana.

Si los parámetros de "accidentalidad" se consideran válidos, la Norma Venezolana es preferible a la Mexicana en todas las situaciones, mientras que en relación con las Normas UBC/IBC, la Norma Venezolana sería prácticamente equivalente para las plantas torsionalmente más rígidas, ligeramente conservadora para plantas torsionalmente moderadas pero preferible para plantas torsionalmente flexibles.

Sin embargo, tenemos que recordar que el diseño estructural debe cubrir también los requerimientos de limitación de las demandas de ductilidad en cada elemento resistente cuando se produce respuesta inelástica ante sismos severos. Por tanto la evaluación del grado de conservadurismo del Método Estático debe tomar este caso en cuenta.

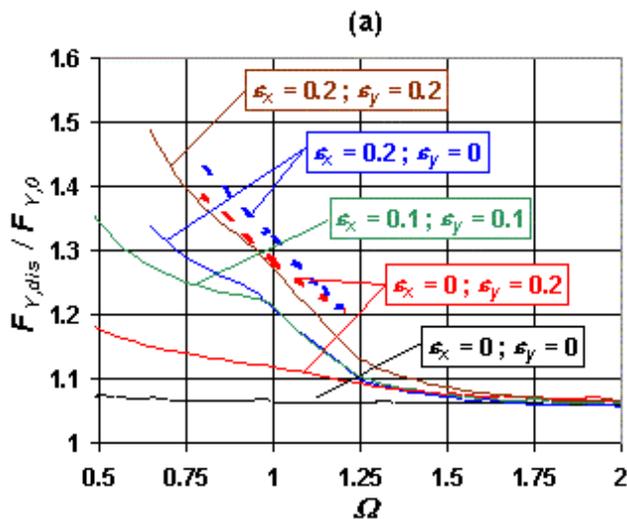
3.2.9 Consideraciones Sobre La Respuesta Inelástica

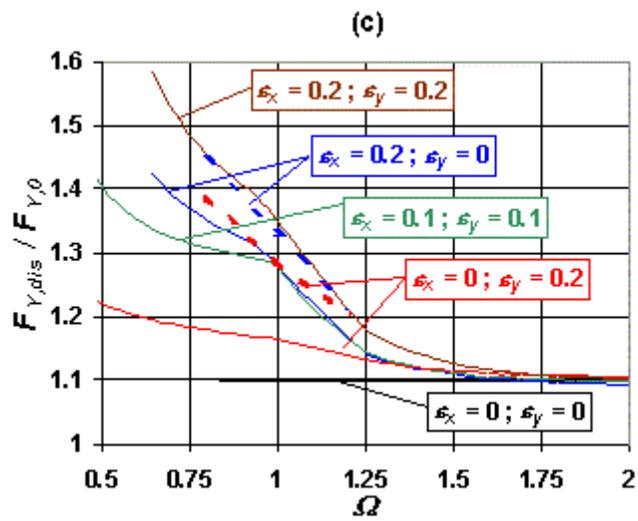
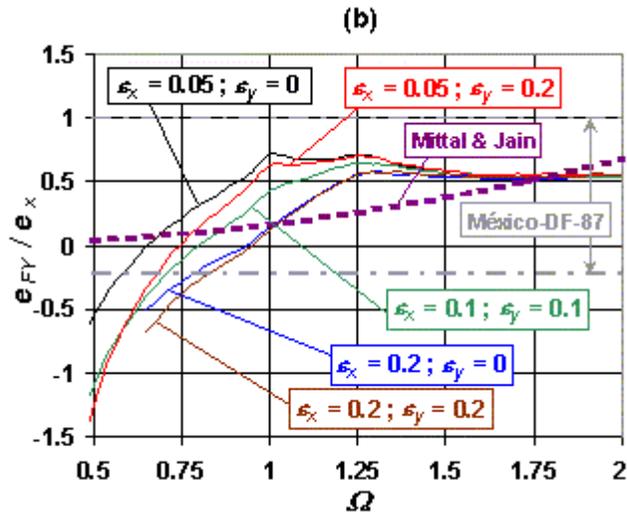
Una evaluación precisa del comportamiento inelástico de las estructuras diseñadas con el Método de la Torsión Estática Equivalente requiere la realización de análisis temporales bajo la acción de una colección adecuada de acelerogramas y el examen de las demandas de ductilidad que se producen en los extremos de las plantas. Entendemos por un buen comportamiento inelástico aquel en que las demandas de ductilidad máximas para el caso de respuesta torsional inelástica son semejantes a las demandas de ductilidad establecidas en las normas para el tipo estructural y grado de detallado (Nivel de Diseño en la Norma Venezolana), las cuales esperamos de la respuesta en traslación utilizando el Factor de Reducción (R) estipulado. Necesitamos cierta sobrerresistencia para suplir las acciones torsionales, y también una adecuada posición de la resultante de las fuerzas resistentes para que las demandas de ductilidad se balanceen entre las zonas rígida y flexible de las plantas, sin que se sobredemande alguna. Presentamos aquí una evaluación aproximada del comportamiento inelástico esperado, basada en ese par de condiciones globales que se han correlacionado con el mismo.

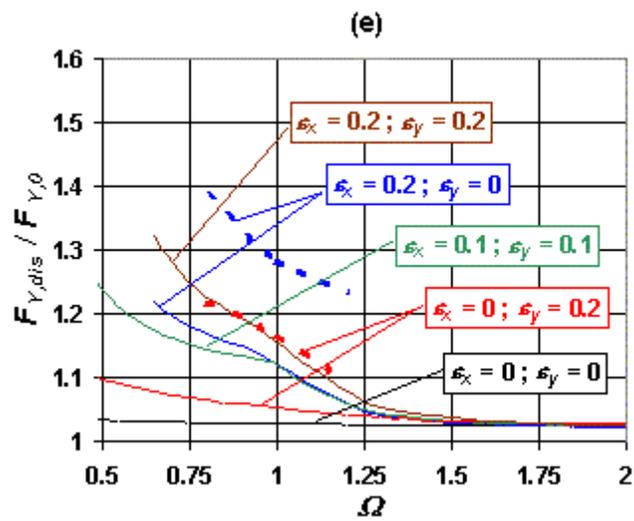
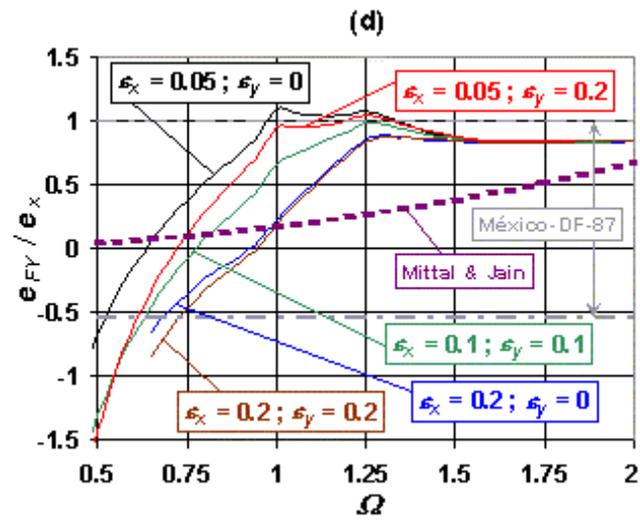
Para cada dirección llamamos resistencia de la planta a la suma de las resistencias de diseño del conjunto de planos resistentes orientados en esa dirección. Diferenciamos entre el valor necesario F_0 en el supuesto de que la respuesta fuera en traslación, y el valor de diseño F_{dis} que debe soportar las consecuencias de la torsión. Llamamos sobrerresistencia torsional a la relación F_{dis} / F_0 , Centro de Fuerzas (C.F.) a la posición de la resultante de las fuerzas de diseño F_{dis} y excentricidad de las fuerzas (e^F) a la distancia entre el C.R. y el C.F (véase Figura 2.6).

En la figura 3.24 hemos graficado los valores de sobrerresistencia torsional ($F_{Y,dis} / F_{Y,0}$) y de posición relativa del C.F. (e_x^{FY} / e_x), correspondientes a la dirección Y para un conjunto de plantas bi-asimétricas, a los que conduce la aplicación de la Norma Venezolana,. Se presentan para tres relaciones de aspecto (B_x / B_y) de las

plantas, la cual se encuentra que tiene cierta influencia en los valores estudiados, mientras que los periodos propios de la estructura influyen escasamente. Se observa un patrón de sobrerresistencias torsionales crecientes con el aumento de la flexibilidad torsional (excepto para plantas simétricas) que es a su vez mayor para las mayores excentricidades, de las que influye más la ortogonal a la dirección del análisis. Las sobrerresistencias torsionales son mayores para las fuerzas perpendiculares a la mayor dimensión de las plantas. Como resultado interesante, podemos comprobar que, para cada Ω , los promedios de sobrerresistencias torsionales de plantas con $B_x / B_y = 2$ y ($B_x / B_y = 0.5$ que representan las dos direcciones de una planta), son casi iguales a las sobrerresistencias torsionales de una planta con $B_x / B_y = 1$; es decir que la suma de las resistencias globales de diseño en ambas direcciones (y en consecuencia aproximadamente el costo de incorporar la resistencia sísmica) es prácticamente constante respecto a variaciones de la relación de aspecto.







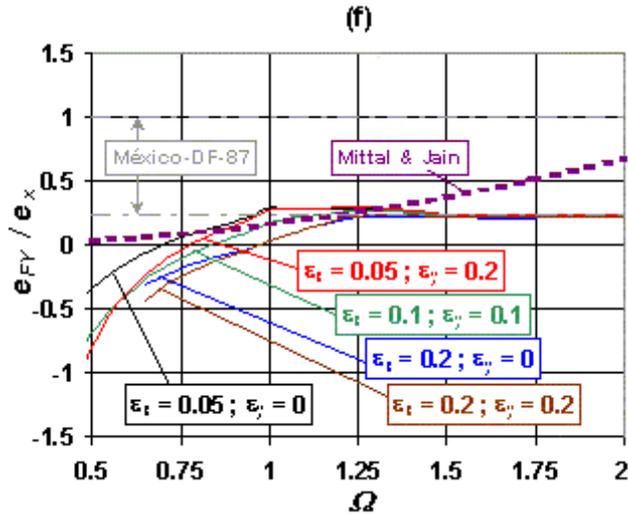


Figura 3.24. {(a), (c), (e)}: Relación Entre la Fuerza Total de Diseño $F_{Y,dis}$ y la Fuerza de Diseño en Traslación $F_{Y,o}$, para la Dirección Y; {(b), (d), (f)}: Relación Entre la Excentricidad del Centro de Fuerzas Resistentes en Dirección Y (C.F.) Respecto al C.R., y la Excentricidad Nominal; $T_y = 0.5$ seg; $T_x/T_y = 1$, Método de la Torsión Estática de la Norma Venezolana: {(a), (b)}: $B_x/B_y = 1$; {(c), (d)}: $B_x/B_y = 2$; {(e), (f)}: $B_x/B_y = 0.5$. En líneas a trazos : Sobrerresistencias Torsionales Necesarias en Rango Inelástico (según Ref. [8, 9]) y Excentricidad del C.F. En líneas a punto y raya: Criterio del Reglamento de México-DF-87. Fuente [3].

Se indican recomendaciones para la sobrerresistencia torsional de plantas uniasimétricas que se presentan, previas interpolaciones para los ϵ indicados, como líneas a trazos en las figuras 3.24(a), 3.24(c) y 3.24(e). Se recomienda una posición del C.F. que balancea las demandas de ductilidad de los extremos rígido y flexible de las plantas, donde el cociente e^F/e es función de Ω y prácticamente independiente de ϵ . Se han presentado otras recomendaciones para la posición del C.F., como la estipulada en el Reglamento de Diseño por Sismo del D.F., México de 1987, que para ductilidades $Q > 3$ exige que $e - 0.1 B \leq e^F \leq e$; posteriormente, en la versión 1995 de ese Reglamento se eliminó esta exigencia. En las figuras 3.24(b), 3.24(d) y 3.24(f) se muestra el rango de cocientes e^F/e .

Observamos que las sobrerresistencias torsionales derivadas con la Norma Venezolana resultan algo inferiores a las recomendadas. Por tanto, aunque para sismos de servicio la Norma resultaba conservadora en las zonas de flexibilidades torsionales pequeñas, no lo es tanto para sismos severos si esas referencias se consideran válidas. Sin embargo, a favor de la Norma tenemos que sigue el mismo patrón de crecimientos con las excentricidades y la flexibilidad torsional. Para una relación de aspecto dada, los centros de fuerzas resistentes derivados de la aplicación del Método de Torsión Estática muestran una posición poco dependiente de las excentricidades, variando principalmente con la flexibilidad torsional. Es casi constante para plantas torsionalmente rígidas a moderadas y se acerca al C.R. cuando disminuye la rigidez torsional. Salvo ligeras excepciones (para relaciones de aspecto grandes pero excentricidades pequeñas, y por poco valor) el C.F. queda siempre colocado desde el C.M. hacia la zona rígida de la planta, en coincidencia con las recomendaciones citadas; en general queda entre el C.M. y el C.R., salvo para flexibilidades torsional muy pequeñas, para las que queda entre el C.R. y el extremo rígido. Igualmente el acercamiento al C.R. para las mayores flexibilidades torsionales coincide con las recomendaciones. Para plantas cuadradas ($B_x/B_y = 1$) y rigideces torsionales grandes la posición de C.F. queda casi en el centro entre el C.M. y el C.R. ($e^F / e \approx 0.5$), mientras que para relaciones de aspecto mayores se acerca al C.M. y para relaciones menores se acerca al C.R. En general, puede considerarse que las posiciones del C.F. derivadas de la aplicación de la Norma son satisfactorias en cuanto a su patrón general, quedando pendiente la evaluación más precisa de las diversas demandas de ductilidad a que conduce en los extremos de las plantas^[3]

CAPÍTULO IV

COMENTARIOS GENERALES

COMENTARIOS GENERALES

En nuestro país los cambios normativos han impulsado continuamente iniciativas para alcanzar mejores desempeños sismorresistentes en las construcciones y su orientación se ha hecho conforme a los adelantos que han tenido otros países de mayor experiencia sísmica. Las pautas de desempeño estructural han tenido un carácter enunciativo principalmente en los comentarios de las normas.

Hay suficientes metodologías de diseño, todas ellas fundamentadas más en el control de los desplazamientos que en el diseño por fuerzas. Los problemas del diseño sismorresistente se han encaminado a confrontar las demandas sísmicas para condiciones de amenaza probable con las curvas de capacidad estructural obtenidas con métodos cada vez más exigentes. Se muestran en este trabajo los procedimientos más usuales para elaborar las curvas de capacidad y se adelanta un procedimiento que considera diferentes niveles de desempeño.

Los niveles de desempeño y los daños aceptables deben quedar previamente establecidos, tomando en cuenta el estado del conocimiento, la experimentación y las experiencias adquiridas por las diferentes edificaciones, durante la ocurrencia de los terremotos, desde los sismos menores hasta los más severos, para cubrir todas las eventualidades que puedan afectar a los elementos estructurales, a los no-estructurales y a los contenidos de las edificaciones y al subsuelo en sitio.

Los valores de diseño de las Normas Venezolana y UBC/IBC fueron evaluados, comparándolos con las envolventes críticas accidentales. Se encontraron semejanzas entre las normas, con algunas diferencias menores de ajuste. La Norma Venezolana presenta un ajuste casi exacto para plantas torsionalmente rígidas pero conservador para las torsionalmente flexibles, aunque dependiente de los periodos principales de la estructura y de la rigidez torsional. Las dos normas mantienen tendencias similares.

Es conveniente comenzar a utilizar los fundamentos conceptuales del diseño, evaluación, construcción, mantenimiento y rehabilitación sismorresistente basados en desempeño, con el fin de incorporar en las normas otros procedimientos más flexibles, que planteados en forma transparente y visual para que los proyectistas, los constructores, los dueños y los usuarios, permitan controlar diferentes niveles de desempeño y racionalizar las pérdidas, según los requerimientos de cada proyecto.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] COVENIN-MINDUR 1756-1:2001, "*Edificaciones Sismorresistentes*", Caracas, 2001.

[2] International Conference of Building Officials (ICBO), "*1997 Uniform Building Code*", Volume 2, Structural Engineering Design Provisions, Whittier, CA, 492 p., 1997.

[3] www.boletintecnicoimme.com.

[4] <http://www.tiempo.uc.edu.ve/tu504/paginas/5.htm>

[5] www.copred.rect.ucv.ve/BD_Documentos/Criterios_Acciones.pdf.com.

[6] www.rincondelvago.com/sismos_1html-58k.

[7] www.ucv.ve/comir/documentos/habitat%20y%20riesgo/ESPACIOS%20FISICOS/PONENCIAS/18%20%20APORTE%20DE%20LA%20

[8] <http://www2.scelo.org.ve/scielo.php?script=sci.arttxtpid=S0376723X200500030>

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

TÍTULO	“EVOLUCIÓN DE LAS NORMAS VENEZOLANAS DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES Y SU COMPARACIÓN CON LA NORMA AMERICANA UBC”
SUBTÍTULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CÓDIGO CULAC / E MAIL
TIRADO Y. MARIARLEN C.	CVLAC: 17.081.748 EMAIL: mariarlentirado@hotmail.com
ZEGHEN T. GRACE E.	CVLAC: 16.491.921 EMAIL: gracezeghen@hotmail.com
	CVLAC: E MAIL:
	CVLAC: E MAIL:

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

- Sismos
- Normas
- Evolución
- Comparación

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ÁREA	SUBÁREA
INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS	INGENIERÍA CIVIL

RESUMEN (ABSTRACT):

Los sismos, cuando se suscitan en lugares poblados, en donde existen edificaciones susceptibles de derrumbarse, como es el caso de nuestro país, se convierten en una amenaza; viendo esto científicos de otros países, hace muchos años, se vieron en la necesidad de desarrollar normas para la construcción de estructuras sismorresistentes, que permitieran minimizar los daños causados por tales acciones. A través de la información recopilada por medio de consultas a páginas web pudimos conocer que en un principio en Venezuela, se establecía que “todo edificio y cada una de sus partes debía ofrecer resistencia suficiente para soportar con seguridad las cargas permanentes y accidentales” (Normas para el Cálculo de Edificios, 1947) y que, posteriormente, se promulgaron las Normas para el Cálculo de Edificios (M.O.P, 1955) las cuales estaban basadas en la normativa americana, hasta que sucedió el terremoto de Caracas 1967, el cual impulsó que esta fuera adaptada a las condiciones geográficas y morfológicas de nuestro país, dando lugar a la existencia de las actuales Normas Venezolanas de Edificaciones Sismorresistentes, luego de un largo camino de evolución el cual será desarrollado en la presente investigación aunado a un estudio comparativo entre esta y la normativa americana (UBC), a través del Método de la Torsión Estática Equivalente. En nuestro país los cambios normativos han promovido continuamente iniciativas para alcanzar mejores desempeños sismorresistentes en las construcciones. El estudio comparativo realizado entre esta norma y la UBC, arrojó la existencia de semejanzas y algunas diferencias menores de ajuste entre ambas.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

CONTRIBUIDORES:

APELLIDOS Y NOMBRES	ROL / CÓDIGO CVLAC / EMAIL				
Ing. Juan Félix Díaz	ROL	CA	AS X	TU	JU
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Dra. Haydeé Lárez	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Ing. Belkis Sebastiani	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Ing. Enrique Montejo	ROL	CA	AS	TU	JU X
	CVLAC:				
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

2.007	11	
AÑO	MES	DÍA

LENGUAJE. SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

ARCHIVO (S):

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
MONOGRAFIA. TIRADO ZEGHEN.DOC	APPLICATION/MSWORD

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J K L M N O
P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z. 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL: _____ (OPCIONAL)

TEMPORAL: _____ (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

INGENIERO CIVIL

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

PREGRADO

ÁREA DE ESTUDIO:

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

INSTITUCIÓN:

UNIVERSIDAD DE ORIENTE NÚCLEO DE ANZOÁTEGUI

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:

DERECHOS

De acuerdo al Artículo 57 del Reglamento de Trabajo de Grado:

“Para la Aprobación Definitiva de los Cursos Especiales de Grado como Modalidad de Trabajo de Grado, será requisito parcial la entrega, a un Jurado Calificador de una Monografía en la cual se profundice en uno o más Temas Relacionados con el Área de Concentración”

AUTORES

MARIARLEN TIRADO

GRACE ZEGHEN

JURADO

JUAN FÉLIX DÍAZ

JURADO

JURADO

JURADO

BELKIS SEBASTIANI

HAYDEÉ LÁREZ ENRIQUE MONTEJO

POR LA SUBCOMISION DE TESIS

YASSER SAAB