

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN DE LA NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001 “EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES” CON LA NORMA CHILENA OFICIAL NCh433.Of96 mod. 2009 “DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS” Y SU PROPUESTA DE NORMA TÉCNICA DE EMERGENCIA

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por las Brs.:
Cámara Figueira, Lisseth Margoth
Sánchez Herrera, Marianna Alejandra
Para optar al Título de
Ingeniera Civil

Caracas, 2012.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

COMPARACIÓN DE LA NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001 “EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES” CON LA NORMA CHILENA OFICIAL NCh433.Of96 mod. 2009 “DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS” Y SU PROPUESTA DE NORMA TÉCNICA DE EMERGENCIA

TUTOR ACADÉMICO: Prof. María Eugenia Korody

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela
Por las Brs.:
Cámara Figueira, Lisseth Margoth
Sánchez Herrera, Marianna Alejandra
Para optar al Título de
Ingeniera Civil

Caracas, 2012.

ACTA

El día **31 de mayo** se reunió el jurado formado por los profesores:

María Eugenia Korody

Gustavo Coronel

José Luis Alonso

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **“COMPARACIÓN DE LA NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001 “EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES CON LA NORMA CHILENA OFICIAL NCh433.Of96 MOD. 2009 “DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS” Y SU PROPUESTA DE NORMA TÉCNICA DE EMERGENCIA”.**

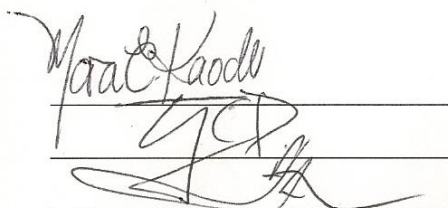
Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que las bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Liseth Cámara F.	20	VEINTE
Br. Marianna Sánchez H.	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 31 de mayo de 2012

DEDICATORIA

En primer lugar quiero dedicarles este trabajo a mi mamá y mi papá por demostrarme día a día su amor incondicional y por creer en mí. Gracias por todo papás este logro es de ustedes. Los amo.

A mi hermano Alberto a quien quiero enormemente.

A Tulio por recorrer este camino conmigo queriéndome y apoyándome incondicionalmente.

A mi amiga Vero por todos los años de amistad y logros compartidos.

A toda mi familia, en especial a mi Abuelita, María Gracia, Valeria, Valentina, Loren y Nelson. Gracias por quererme tanto.

A mis amigos de la univ. y de la vida por todo el apoyo y los buenos momentos.

Finalmente a mi amiga y compañera de tesis Marianna por todas las cosas buenas que aprendí de ella durante este tiempo y por disfrutar juntas de este logro.

Lisseth Margoth Cámara Figueira

DEDICATORIA

A mis Ángeles de Luz y de la Guarda y a mi Yo Superior por cuidarme y darme fortaleza todos los días.

A mi madre por ser mi amiga, creer en mí, por saber escucharme y por ser siempre mi ejemplo a seguir a nivel profesional.

A mi abuelita por cuidarme, consentirme y demostrarme amor.

A mi madrina por ser mi guía espiritual, comprenderme y enseñarme cada día a ser mejor persona.

A Jesús Manuel por enseñarme a amar, por su ayuda incondicional y por su apoyo constante.

A mi padre por confiar en mí y por enseñarme a enfrentar mis miedos.

A mis hermanos Sergio y Marcel por estar allí cuando los necesito.

A mi sobrina Valeria por darle alegría a mi familia.

A mi primo Emilio José, mi tío Rolando, Dori y las preciosas niñas Verónica, Vanessa y Oriana por darme su amor.

A mi compañera y amiga Lisseth por no sólo haber compartido junto a mí esta experiencia sino también por comprenderme y mostrarse ante mí como la linda persona que es, lo que hizo que nuestra amistad creciera.

Marianna Alejandra Sánchez Herrera

AGRADECIMIENTOS

Estos agradecimientos van dirigidos a todas aquellas personas que, no sólo aportaron ideas y conocimiento, sino que nos atendieron con gusto y mostraron interés en colaborar con nosotras para el desarrollo de este Trabajo Especial de Grado.

Al Ing. Gustavo Coronel por brindarnos su tiempo e ideas valiosas que nos facilitaron, orientaron y guiaron a lo largo de este camino, y lo más importante, por darnos ánimo y siempre estar pendiente del curso que este Trabajo Especial de Grado fue tomando.

Al Ing. Jorge Palomino porque siempre estuvo dispuesto a responder cada duda relacionada con la norma chilena y nos ayudó a comprender todas aquellas inquietudes que surgieron al manejar una normativa de otro país.

A la Dra. Flor Herrera por su interés, ayuda incondicional y por el apoyo que nos brindó en todos estos meses.

A los profesores: Wagdi Naime, Oscar López, Norberto Fernández y Feliciano De Santis, de la Universidad Central de Venezuela por aportar sugerencias importantes que fueron tomadas en cuenta para encaminar esta investigación.

A los Ing. Rodolfo Saragoni, Rubén Boroschek, Maria Ofelia Moroni de la Universidad Pontificia de Chile y al Ing. Oscar Fanti Arangu por ser receptivos con nuestras interrogantes y contestarnos cada correo que le enviamos a pesar de no conocernos.

A Tulio Capriles y a Jesús Manuel Vallez por colaborar y aportar ideas en esta investigación durante todos estos meses.

A los Ing. Nelson Camacho, Trino Baloa, Romme Rojas y Valentina Páez por su buena disposición al facilitarnos material bibliográfico clave para este trabajo.

A nuestra tutora María Eugenia Korody por ayudarnos y darnos ánimo en todo momento apoyándonos en el transcurso de esta investigación.

Cámara F. Liseth; Sánchez H. Marianna

**COMPARACIÓN DE LA NORMA VENEZOLANA COVENIN 1756:2001
“EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES” CON LA NORMA CHILENA
OFICIAL NCh433.Of96 mod. 2009 “DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS” Y SU
PROPUESTA DE NORMA TÉCNICA DE EMERGENCIA.**

Tutor Académico: Prof. María E. Korody

Trabajo Especial de Grado. Caracas, U.C.V. Facultad de Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2012, (177 págs.).

Palabras Clave: Norma COVENIN 1756:2001, Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, norma para el diseño sismorresistente, comparación de normas.

RESUMEN

Este Trabajo Especial de Grado está orientado a comparar la norma venezolana COVENIN 1756:2001 con la norma chilena NCh 433 Of.96 mod.2009 y su Propuesta de Norma técnica de Emergencia. Dicha propuesta se realizó después del sismo ocurrido en Chile el 27 de febrero de 2010 e incluye modificaciones puntuales a la norma chilena. Los objetivos de este trabajo fueron identificar la forma en que se organizan estas normas, establecer las semejanzas y diferencias entre sus nomenclaturas, caracterizar las diferencias propias de cada región, Chile y Venezuela, y definir las semejanzas y diferencias entre los parámetros para el diseño sismorresistente contenidos en ambas normas.

Este análisis se abordó de acuerdo a una investigación documental y descriptiva, donde se caracterizaron las variables para el diseño sismorresistente de forma independiente, desarrollando una etapa para la comparación de forma y otra para la comparación de fondo.

En la comparación de forma, la norma venezolana a diferencia de la norma chilena presenta un documento más extenso, un alcance normativo mayor y un tomo de comentarios. Entre las semejanzas se observó que ambas normas separan los temas por capítulos y contienen un apartado de definiciones y de nomenclatura.

En la comparación de nomenclatura se obtuvo que el mayor porcentaje, 38,8%, corresponde a términos contenidos sólo en la norma venezolana y el menor porcentaje, 9,4%, son términos cuya nomenclatura coincide en ambas normas.

La comparación de las diferencias propias de cada región arrojó que en la norma venezolana el peligro sísmico puede ser elevado, intermedio y bajo, a diferencia de la norma chilena que no contempla este último.

En la comparación de los parámetros de diseño, ambas normas clasifican la estructura según el uso y sistemas estructurales resistente a sismos de forma similar. En cuanto a niveles de diseño, para edificaciones de acero ambas normas establecen una clasificación similar sin embargo, para estructuras de concreto armado la norma chilena no establece niveles de diseño a diferencia de la norma venezolana que sí lo hace. Los factores de importancia de ambas normas difieren entre sí en menos del 8%.

Los factores de reducción de respuesta (R venezolano y R^* chileno) se obtienen de manera diferente en cada norma ya que la norma venezolana presenta una tabla con sus valores máximos y la norma chilena establece una fórmula para su obtención que depende del período fundamental de la estructura. Al establecer la condición última de los R^* de la norma chilena estos redujeron sus valores acercándose a los R máximos de la norma venezolana. Las formas espectrales de la norma venezolana S1, S2 y S3, corresponden con bastante aproximación con los espectros de la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia para suelos tipo I, II y III, respectivamente.

Ambas normas incorporan el método de análisis estático y el método dinámico modal espectral con diferencias en cuanto a los requisitos y restricciones.

En cuanto al control de desplazamientos laterales de entrepisos, la norma venezolana presenta límites para derivas inelásticas mientras que la norma chilena presenta límites de derivas elásticas.

Finalmente con base a los resultados obtenidos en este trabajo se puede concluir que para la forma espectral S3 o suelo Tipo III chileno, en la mayoría de los casos la norma y propuesta chilena conducen a diseños de edificios más confiables y seguros ante la ocurrencia de terremotos, pero a su vez mas costosos que la norma venezolana, lo cual marca una clara tendencia. Específicamente, los edificios bajos y medianos diseñados según la norma y propuesta chilena, tendrán fuerzas de diseño bastante mayores con respecto a los diseñados bajo la norma venezolana. Para edificios altos esta diferencia es menos marcada, sin embargo la norma chilena para el límite de deriva elástica permisible resulta mucho más rigurosa para casi todos los casos, con la excepción de los edificios esenciales con sistema estructural resistente a sismos de pórticos. Esto puede entenderse dada las diferencias sísmicas propias de cada región.

INDICE DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	3
1.1 Planteamiento del Problema	3
1.2 Objetivos	6
1.2.1 Objetivo General	6
1.2.2 Objetivos Específicos	6
1.3 Justificación	7
1.4 Alcances	8
1.5 Definiciones	9
CAPÍTULO II	14
MARCO TEÓRICO	14
2.1 Sismos	15
2.1.1 Estructura de la Tierra	16
2.1.2 Tectónica de Placas	18
2.1.2.1 Límites Divergentes	20
2.1.2.2 Límites transcurrentes	20
2.1.2.3 Límites Convergentes	20
2.1.2.4 Fallas	21
2.1.3 Cinturón de fuego del Pacífico	23
2.1.4 Localización del sismo	24
2.1.5 Cuantificación de un Sismo	26
2.2 Sismicidad de Venezuela	27
2.3 Sismicidad Histórica de Venezuela	28
2.4 Sismicidad de Chile	32
2.5 Sismicidad Histórica de Chile	33
2.6 Mitigación del Desastre	37
2.7 Evolución de las Normas en Venezuela para el diseño sísmico de edificios	37
2.8 Evolución de las Normas en Chile para el diseño sísmico de edificios	39
2.9 Análisis Estructural de Edificaciones	40
2.9.1 Zonificación Sísmica	43

2.9.2	Clasificación de las Formas Espectrales Tipificadas y Terrenos de Fundación	49
2.9.3	Clasificación de la Edificación Según el Uso	52
2.9.4	Clasificación Según el Nivel de Diseño	57
2.9.5	Clasificación de la edificación según el sistema estructural resistente a sismos	60
2.9.6	Factor de Reducción de Respuesta.....	61
2.9.7	Clasificación Según Irregularidad de la Estructura.....	64
2.9.8	Espectros de Respuesta y de Diseño	69
2.9.9	Efectos P- Δ	74
2.9.10	Métodos de Análisis Estructural de Edificaciones	74
2.9.10.1	Análisis Estático.....	77
2.9.10.2	Análisis Dinámico	81
2.9.11	Control de Desplazamientos	82
2.10	Antecedentes	85
CAPÍTULO III		88
MÉTODO		88
CAPÍTULO IV.....		92
COMPARACIÓN DE LAS NORMATIVAS SÍSMICAS.		92
4.1	Comparación de Forma.....	92
4.2	Tabla de Nomenclatura	94
4.3	Caracterización de las diferencias propias de ambas regiones	100
4.4	Comparación de Parámetros de Diseño.....	103
4.4.1	Clasificación de la Edificación Según el Uso	104
4.4.2	Factor de importancia	104
4.4.3	Niveles de Diseño.....	105
4.4.4	Clasificación de la edificación según el sistema estructural resistente a sismos	106
4.4.5	Factores de Reducción de Respuesta	107
4.4.6	Irregularidades.....	118
4.4.7	Terrenos de Fundación.....	118
4.4.8	Espectros de Respuesta.....	120
4.4.9	Espectros de Diseño.....	138
4.4.10	Métodos de Análisis.....	149

4.4.10.1	Análisis Estático.....	149
4.4.10.2	Análisis Dinámico	152
4.4.11	Control de Desplazamientos.....	154
4.4.12	Efectos P- Δ	159
CONCLUSIONES		160
RECOMENDACIONES		166
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		167
ANEXOS A		172
ANEXOS B		173
ANEXOS C		174
ANEXOS D		175
ANEXOS E		176
ANEXOS F.....		177

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II.1 Listado de Sismos Ocurridos en Chile.....	36
Tabla II.2 Clasificación de edificios por número de pisos según FEMA-NIBS (2009)..	42
Tabla II.3 Valores de A_0 para el territorio venezolano.	43
Tabla II.4 Valores de A_0 para el territorio chileno.	44
Tabla II.5 Valor de A_0 y del factor Z de zonificación sísmica para Chile.	45
Tabla II.6 Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ para Venezuela.	50
Tabla II.7 Definición de los Tipos de Suelo de Fundación en Chile.	51
Tabla II.8 Definición propuesta de los Tipos de Suelo de Fundación en Chile.	52
Tabla II.9 Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras en Chile.	55
Tabla II.10 Factor de Importancia en las edificaciones de Venezuela.	57
Tabla II.11 Valor del Coeficiente I en las edificaciones de Chile.	57
Tabla II.12 Niveles de Diseño (ND) para Venezuela.	58
Tabla II.13 Áreas y/o componentes en los cuales debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de los niveles de diseño ND3.	58
Tabla II.14 Factores de Reducción de Respuesta (R) venezolanos.	62
Tabla II.15 Valores máximos de factores de modificación de respuesta chilenos.	64
Tabla II.16 Valores de T^* , β y p para la construcción de los espectros venezolanos. .	70
Tabla II.17 Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo para Chile.	72
Tabla II.18 Valores propuestos de los parámetros que dependen del tipo de suelo, Chile.	73
Tabla II.19 Valores propuestos de los parámetros que definen el espectro de pseudo aceleraciones elásticas para Chile.	73
Tabla II.20 Selección del método de análisis para edificios de estructura regular venezolanos.	76
Tabla II.21 Selección del método de análisis para edificios de estructura irregular venezolanos.	76
Tabla II.22 Valores máximos del coeficiente sísmico C para Chile.	80
Tabla II.23 Valores límites de $\delta_i / (h_i - h_{i-1})$ para Venezuela.	83
Tabla IV.1 Nomenclatura de los términos contemplados en las normativas Venezolana y Chilena.	95

Tabla IV.2 Semejanza y diferencias de la nomenclatura contenida en las normas de Venezuela y Chile.....	99
Tabla IV.3 Causas de la actividad sísmica predominante en Venezuela y Chile.	100
Tabla IV.4 Comparación entre las características de los bordes transcurrentes y divergentes.	102
Tabla IV.5 Comparación de zonas sísmicas y valores de A_0	103
Tabla IV.6 Correspondencia entre los Grupos y Categorías de las edificaciones.....	104
Tabla IV.7 Comparación entre factores de importancia de ambas normas y sus diferencias porcentuales.	105
Tabla IV.8 Comparaciones entre niveles de diseño para estructuras de acero.	105
Tabla IV.9 Comparación entre los sistemas estructurales resistente a sismos de ambas normativas.	107
Tabla IV.10 Comparación entre el factor de reducción de respuesta (R) y el factor de modificación de la respuesta, para estructuras de concreto armado (R ó R_0).	109
Tabla IV.11 Comparación entre el factor de reducción de respuesta (R) y el factor de modificación de la respuesta, para estructuras de acero (R ó R_0).	109
Tabla IV.12 Valores del período fundamental para edificios bajos, medios y altos....	112
Tabla IV.13 Diferencias porcentuales de los valores de R^* , para suelo tipo I, con respecto a R	112
Tabla IV.14 Diferencias porcentuales de los valores de R^* , para suelo tipo II, con respecto a R	112
Tabla IV.15 Diferencias porcentuales de los valores de R^* , para suelo tipo III, con respecto a R	113
Tabla IV.16 Diferencia porcentual de los valores de R^* en su condición última para suelo tipo II, con respecto a R	115
Tabla IV.17 Diferencia porcentual de los valores de R^* en su condición última para suelo tipo II, con respecto a R	115
Tabla IV.18 Diferencia porcentual de los valores de R^* en su condición última para suelo tipo III, con respecto a R	116
Tabla IV.19 Comparación entre las tendencias de las diferencias porcentuales de R^* respecto a R y R^* en su condición última respecto a R	117
Tabla IV.20 Consideraciones para la construcción de los espectros elásticos.	121

Tabla IV.21 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S1 ($\Phi=1,00$) y suelos tipo I, II, III y IV.	122
Tabla IV.22 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S2 ($\Phi=0,90$) y suelos tipo I, II, III y IV.	123
Tabla IV.23 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S2 ($\Phi=0,95$) y suelos tipo I, II, III y IV.	125
Tabla IV.24 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S3 ($\Phi=0,75$) y suelos tipo I, II, III y IV.	127
Tabla IV.25 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$) y suelos tipo I, II, III y IV.	128
Tabla IV.26 Diferencias porcentuales entre las aceleraciones espectrales correspondientes a suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh433 Of.96 mod. 2009, con respecto a las formas espectrales S1, S2 y S3, Norma COVENIN 1756:2001.	129
Tabla IV.27 Correspondencia entre espectros de la Norma COVENIN 1756:2001 y la Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.	130
Tabla IV.28 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S1 ($\Phi=1,00$) y suelos tipo I, II y III.....	131
Tabla IV.29 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S2 ($\Phi=0,90$) y suelos tipo I, II y III.	132
Tabla IV.30 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S2 ($\Phi=0,95$) y suelos tipo I, II y III.	134
Tabla IV.31 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S3 ($\Phi=0,75$) y suelos tipo I, II y III.	135
Tabla IV.32 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$) y suelos tipo I, II y III.	136
Tabla IV.33 Diferencias porcentuales entre las aceleraciones espectrales correspondientes a suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, con respecto a las formas espectrales S1, S2 y S3, Norma COVENIN 1756:2001...	137
Tabla IV.34 Correspondencia entre espectros de la Norma COVENIN 1756:2001 y la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	138
Tabla IV.35 Parámetros para la reducción del espectro elástico de las normas COVENIN 1756:2001, NCh 433 Of.96 mod.2009 y Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.....	139
Tabla IV.36 Consideraciones para la construcción de los espectros de diseño.....	141

Tabla IV.37 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.....	142
Tabla IV.38 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.....	143
Tabla IV.39 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.....	144
Tabla IV.40 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.....	145
Tabla IV.41 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.....	146
Tabla IV.42 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.....	147
Tabla IV.43 Comparación entre los requisitos para el análisis estático según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.	149
Tabla IV.44 Comparación entre los criterios para la obtención del corte basal según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.	150
Tabla IV.45 Comparación entre las fórmulas para la obtención de las fuerzas sísmicas laterales según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.....	152
Tabla IV.46 Comparación de la verificación del corte basal en el análisis dinámico según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.	154
Tabla IV.47 Comparación entre los tipos de deriva máxima permisible según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.	155
Tabla IV.48 Comparación entre el límite de deriva elástica de la norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 con respecto a los límites de derivas elásticas de la norma COVENIN 1756:2001.....	157
Tabla IV.49 Diferencias porcentuales del límite de deriva elástica de la norma NCh 433. Of.96 mod.2009 con respecto a los límites de derivas elásticas de la norma COVENIN 1756:2001.	158

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico II.1 Espectro de Respuesta Elástico ($R=1$) venezolano.	71
Gráfico II.2 Definición genérica propuesta para el espectro de pseudo aceleración chileno.....	73
Gráfico IV.1 Semejanzas y diferencias de la nomenclatura contenida en las normas de Venezuela y Chile.....	99
Gráfico IV.2 Variación de R * respecto al período fundamental de la estructura para suelo tipo I.	110
Gráfico IV.3 Variación de R * respecto al período fundamental de la estructura para suelo tipo II.	110
Gráfico IV.4 Variación de R * respecto al período fundamental de la estructura para suelo tipo III.	111
Gráfico IV.5 Espectros de respuesta elástica. Forma espectral S1 ($\Phi=1,00$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.	122
Gráfico IV.6 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\Phi=0,90$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.	123
Gráfico IV.7 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\Phi=0,95$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.	125
Gráfico IV.8 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,75$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.	127
Gráfico IV.9 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.	128
Gráfico IV.10 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S1 ($\Phi=1,00$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.....	131

Gráfico IV.11 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\Phi=0,90$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	132
Gráfico IV.12 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\Phi=0,95$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	134
Gráfico IV.13 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,75$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	135
Gráfico IV.14 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	136
Gráfico IV.15 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.	142
Gráfico IV.16 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.	143
Gráfico IV.17 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.	144
Gráfico IV.18 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	145
Gráfico IV.19 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	146
Gráfico IV.20 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.	147

INDICE DE FIGURAS

Figura II.1 Variables que intervienen en el riesgo sísmico.	15
Figura II.2 Capas de la tierra, mostrando las relaciones entre los tipos de corteza.	17
Figura II.3 Placas Tectónicas.	19
Figura II.4 El Cinturón de fuego del Pacífico.	23
Figura II.5 Ondas Primarias (P).	24
Figura II.6 Ondas Secundarias (S).	25
Figura II.7 Ondas Largas (L).	25
Figura II.8 Ondas Rayleigh (R).	26
Figura II.9 Mapa de Venezuela indicando su sistema de fallas principales y la dirección de las placas.	28
Figura II.10 Consecuencias del Terremoto de Caracas 1967.	29
Figura II.11 Casa afectada por el fenómeno de licuación. Caraballeda, Litoral Central, año 1967.	30
Figura II.12 La Mansión Charaima. Caraballeda 1967.	30
Figura II.13 Escuela Valentín Valiente. Cariaco 1997.	31
Figura II.14 Liceo Raimundo Centeno. Cariaco 1997.	31
Figura II.15 Daños Estructurales en Edificación. Cariaco 1997.	32
Figura II.16 Consecuencias del terremoto de Valdivia. Chile.	34
Figura II.17 Colapso de edificaciones tras terremoto de 1960. Chile.	34
Figura II.18 Daños en edificaciones tras terremoto de febrero de 2010. Chile.	35
Figura II.19 Edificio Partido en Dos. Ciudad de Concepción, Chile.	35
Figura II.20 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela.	44
Figura II.21 Mapa de zonificación sísmica de Chile para las Regiones I, II, III y XV.	46
Figura II.22 Mapa de zonificación sísmica de Chile para las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV Y Región Metropolitana.	47
Figura II.23 Mapa de zonificación sísmica de Chile para las Regiones XI y XII.	48

INTRODUCCIÓN

En la actualidad no es posible anticipar en el tiempo la ocurrencia y magnitud exacta de los terremotos pero si contar con normas sísmicas que antes sismos de intensidad mediana contemplen estructuras sin daños, ante sismos de intensidad moderada los daños sean en elementos no estructurales y ante sismos de intensidad severa no se produzca el colapso estructural. Asimismo, la experiencia aprendida en cada terremoto permite que las normas sísmicas evolucionen, ejemplo de esto es la norma sísmica chilena donde a raíz del sismo ocurrido en Chile el 27 de febrero de 2010, se realizaron modificaciones a dicha norma mediante una propuesta técnica.

En este sentido, este Trabajo Especial de Grado está orientado a comparar las normas para edificaciones sismorresistentes de Venezuela y de Chile, incluyendo los apartados que fueron sustituidos en la propuesta de norma técnica chilena antes mencionada.

Este trabajo se desarrolla por medio de cuatro (4) capítulos que se describen brevemente a continuación:

Capítulo I. En este se presentan: el *planteamiento del problema* en donde se aborda los temas relacionados con este trabajo; los *objetivos* que se plantean para el desarrollo de esta investigación; la *justificación* en donde se especifican las razones por las cuales es importante esta investigación, los *alcances* que se definen para este nivel de investigación y por último las *definiciones* más relevantes para el entendimiento de este trabajo.

Capítulo II. Marco Teórico, en este se presentan los aspectos teóricos y referenciales que enmarcan el contenido de esta investigación. Dentro del mismo, se abordan y desarrollan los siguientes temas: sismos, sismicidad de Venezuela, sismicidad de Chile, mitigación del desastre, evolución de las

normas de Venezuela y de Chile para el diseño sísmico de edificios. Asimismo, se presenta el apartado análisis estructural de edificaciones en donde se muestran las consideraciones y requisitos que contemplan las normas sísmicas de Venezuela y de Chile. Finalmente, se tratan los antecedentes que hacen referencia a otros trabajos en donde también se comparó la norma sísmica venezolana ya sea con su versión anterior o con una de otro país.

Capítulo III. Método, en este se detallan y explican los aspectos metodológicos, las etapas y actividades necesarias para la consecución y logro de los objetivos planteados en el Capítulo I. En este sentido, la investigación realizada es de tipo descriptiva y documental y la comparación de las normas, se realiza en dos etapas una de forma y una de fondo.

Capítulo IV. Comparación de las Normativas Sísmicas, este capítulo se subdivide en los siguientes apartados: comparación de forma, caracterización de las diferencias propias de ambas regiones y comparación de los parámetros de diseño. Asimismo, para la comparación de cada parámetro generalmente se muestran tablas comparativas que expresan los resultados obtenidos y luego sus respectivos análisis.

CAPÍTULO I

1.1 Planteamiento del Problema

Los terremotos o sismos son movimientos súbitos e impredecibles de una parte de la corteza terrestre, generados por la liberación de energía acumulada que se transmite a través de las rocas sólidas del manto y la litosfera, hacia la superficie en forma de ondas elásticas. El origen de los sismos puede ser de tipo tectónico producido por el desplazamiento de bloques de litósfera o volcánico generado por la extrusión del magma hacia la superficie terrestre (FUNVISIS, 2002).

Venezuela está situada en el borde de dos placas tectónicas, la Placa del Caribe y la Placa de América del Sur, originando un sistema de fallas responsables de su actividad sísmica. Según la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS, 2002) la zona de contacto entre ambas placas tiene aproximadamente 100 Km de ancho y está constituida por un sistema de fallas principales que son: Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y El Pilar (Serranía del Interior) siendo responsables de los eventos de mayor magnitud en el país. Adicionalmente, existen otras fallas activas menores como Oca-Ancón, Valera, La Victoria, entre otras, capaces de producir sismos de intensidad relevante.

Por otra parte, se ha señalado que el 80% de la población está establecida cerca de este sistema de fallas (Pérez y Mendoza, 1998). De acuerdo a esto, un evento sísmico representa uno de los mayores riesgos potenciales en cuanto a pérdidas humanas y económicas en el país.

Ahora bien, a pesar de que no es posible anticipar en el tiempo la ocurrencia de un terremoto, en la actualidad existen estudios y tecnologías capaces de analizar las causas principales de riesgo, las zonas dónde podrían

ocurrir y sus magnitudes, aunado a características locales que podrían potenciar el evento como los suelos y la topografía. De aquí surge la importancia de contar con normas para el diseño de edificaciones sismorresistentes que proporcionen una adecuada confiabilidad ante la ocurrencia de terremotos.

En general estas normas tienen como objetivo lograr que las edificaciones diseñadas bajo sus criterios resistan sismos de intensidades severas permitiendo daños sin que se produzca su colapso, considerando la ubicación y el uso que tendrá la estructura. A medida que aumenta el conocimiento en materia sísmica, estas normas pueden ser modificadas con el fin de aumentar su nivel de exigencia para lograr estructuras más seguras.

La experiencia de Latinoamérica, como región altamente sísmica, ha sido clave para desarrollar normativas que se adapten a las condiciones de cada Nación. Las principales ciudades de países como Argentina, El Salvador, Perú, Ecuador, México, Nicaragua, Chile y Venezuela han sido devastadas por grandes terremotos (Lafuente y otros, 2000).

En este sentido, Chile ha sufrido importantes sismos, entre los cuales se encuentra el terremoto de Valdivia, ocurrido el 22 de mayo de 1960 con una magnitud de 9.5 M_w . Por su historia sísmica este país ha tenido la necesidad de desarrollar una normativa para el diseño de edificios que ha evolucionado desde la primera norma oficial en el año 1972. En la actualidad, debido al sismo ocurrido el 27 de febrero de 2010 de magnitud 8.8 M_w , se revisó la Norma Chilena Oficial NCh433.Of96 mod. 2009 “Diseño Sísmico de Edificios” y posteriormente, se aprobó la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia que sustituye artículos puntuales de la norma antes citada.

Análogamente, Venezuela ha tenido una notoria actividad sísmica en los últimos tiempos siendo el Sismo de Caracas en 1967 y el Sismo de Cariaco en

1997 los más destacados. Estos sismos han impulsado la necesidad de elaborar y modificar las normas para el diseño de edificaciones y es por eso que en 1967, debido al Sismo de Caracas, se elabora la “Norma Provisional para las Construcciones Antisísmicas”. Posteriormente, se concreta una norma más completa denominada "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN 1756:82 la cual, debido al Sismo de Cariaco en 1997, fue revisada con una propuesta en 1998 y finalmente, modificada en el año 2001 cambiando de nombre a “Edificaciones Sismorresistentes” COVENIN 1756:2001 (Grases, 2006).

Basándose en la experiencia de Chile como nación altamente sísmica y considerando las diferencias propias de ambos países, este Trabajo Especial de Grado está orientado a comparar las normas para edificaciones sismorresistentes venezolana y chilena con su propuesta técnica. Esto permitirá identificar los distintos criterios para el diseño sísmico de edificaciones contemplados en cada norma, lo que podría ser utilizado para mejorar la normativa venezolana vigente.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo General

Analizar los parámetros de diseño sísmico de edificaciones contemplados en la Norma Sísmica Chilena Oficial NCh433.Of96 “Diseño Sísmico de Edificios” con su Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Para el Diseño Sísmico de Edificios 2010 en relación a los incluidos en la Norma Venezolana COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes”

1.2.2 Objetivos Específicos

- Identificar la forma en que se organiza la Norma COVENIN 1756:2001 y la Norma Sísmica Chilena Oficial NCh 433 Of.96 mod. 2009 con su Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Para el Diseño Sísmico de Edificios.
- Establecer las semejanzas y diferencias entre la nomenclatura de la Norma COVENIN 1756:2001 y la Norma Sísmica Chilena Oficial NCh 433 Of.96 mod. 2009 con su Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Para el Diseño Sísmico de Edificios.
- Caracterizar las diferencias propias de cada región (Venezuela y Chile) en cuanto al diseño sísmico de edificaciones.
- Definir las semejanzas y diferencias entre los parámetros de diseño de la Norma COVENIN 1756:2001 y la Norma Sísmica Chilena Oficial NCh 433 Of.96 mod. 2009 con su Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Para el Diseño Sísmico de Edificios.

1.3 Justificación

La comparación de la Norma de Diseño para Edificaciones Sismorresistentes de Venezuela con la de Chile, país que tiene una gran experiencia en la redacción de normas por estar sometido a una mayor amenaza sísmica, permitiría evaluar desde un punto de vista técnico las diferencias entre las consideraciones y requerimientos de los parámetros para el diseño sísmico de edificaciones contemplados en ambas normas. Los resultados que se obtengan de esta comparación podrían resultar un documento teórico de gran valía para la revisión de la Norma COVENIN 1756:2001, la cual debería estar próxima a realizarse.

De igual manera, recordando que uno de los objetivos de la Ingeniería Civil es mejorar la calidad de vida de la población, esta investigación resultaría un aporte social importante ya que, en función de las comparaciones entre las Normas para Edificaciones Sismorresistentes Chilena y Venezolana, podrían detectarse vulnerabilidades en esta última, sirviendo esto de base para un posterior análisis que permita determinar en cuáles aspectos se pudiese mejorar, reduciendo al máximo el riesgo por colapso de las estructuras y por ende, la pérdida de vidas humanas.

Finalmente, la comparación entre estas normas ayudaría a fortalecer investigaciones que tengan como finalidad el estudio de las normas sísmicas dentro del continente Americano y más específicamente Suramérica, tomando en cuenta las características y condiciones de cada región.

1.4 Alcances

A raíz del sismo ocurrido en Chile el 27 de febrero de 2010, el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de ese país, junto a un consejo asesor multisectorial, propusieron cambios en la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 para mejorar la calidad de la construcción. Por este motivo, se aprobó La Propuesta de Norma Técnica de Emergencia para el Diseño Sísmico de Edificios que sustituye apartados puntuales de la referida norma.

La propuesta de norma antes mencionada, ha sido modificada de forma continua, por lo que en este trabajo sólo se consideró la propuesta inicial debido a la importancia que tiene este documento al haber sido aprobado en estado de emergencia nacional, a tan sólo meses de la ocurrencia de un sismo de magnitud considerable. Esta propuesta introduce cambios sustanciales en la norma oficial, como la definición de tipos de suelos y espectros, lo que es suficiente para emprender una investigación a este nivel. A la fecha se conoce que el Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, sigue haciendo modificaciones y ajustes para obtener la versión final de la norma chilena para el diseño sísmico de edificaciones.

Por lo expuesto anteriormente, este Trabajo Especial de Grado está orientado a comparar la norma venezolana COVENIN 1756:2001 y la norma chilena NCh 433.Of96 mod.2009 sustituyendo puntualmente en esta última, los apartados que contemple la “Propuesta de Norma Técnica de Emergencia para el Diseño Sísmico de Edificios”.

Debido a la necesidad de limitar los alcances de este trabajo, el mismo abarca principalmente la comparación de: los factores de reducción de respuesta, los espectros de respuesta elásticos y de diseño, los desplazamientos máximos permisibles y los métodos de análisis (excluyendo de este último el origen de sus formulaciones según cada normativa).

1.5 Definiciones

Acciones permanentes: Representa las cargas gravitatorias debidas al peso de todos los mecanismos estructurales y no estructurales, tales como muros, pisos, techos, tabiques, equipos de servicio unidos a la estructura y cualquiera otra carga de servicio fija (COVENIN, 2001).

Acción sísmica: Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical (COVENIN, 2001).

Acciones variables: Carga originada por el uso y ocupación del edificio, excluidas las cargas permanentes, de viento o sismo (COVENIN, 2001).

Aceleración de diseño: Valor de la aceleración del terreno para el diseño sismorresistente de obras de ingeniería (COVENIN, 2001).

Albañilería: entiéndase como mampostería; obra hecha con ladrillos, bloques, adobes o piedras que se unen con mortero (COVENIN, 2002).

Albañilería armada: mampostería que lleva incorporado refuerzos de barras de acero en los huecos verticales o en las juntas o huecos horizontales de las unidades de tabiquería (INN Chile, 1993).

Albañilería confinada: mampostería que está enmarcada por columna y vigas de concreto armado (INN Chile, 1993).

Análisis dinámico: En sistemas elásticos es un análisis de superposición modal para obtener la respuesta estructural a las acciones dinámicas. En sistemas inelásticos es un análisis en el cual se calcula la

historia en el tiempo de la respuesta estructural a las acciones dinámicas (COVENIN, 2001).

Análisis Estático: permite conocer las fuerzas laterales aplicada a cada nivel de la estructura como consecuencia de la acción sísmica. Este método se aplica conjuntamente con el análisis por torsión, que permite estimar los momentos torsionales, producto de las excentricidades accidentales y las fuerzas estáticas actuantes de cada nivel (INN Chile, 2009).

Cadenas: entiéndase como vigas; elemento de concreto armado de confinamiento horizontal o inclinado (INN Chile, 1997).

Categoría de la edificación: entiéndase como Grupo de la Edificación; corresponde a la clasificación de la edificación según uso, permite diferenciar aquellas obras que son de funcionamiento vital en condiciones de emergencia (COVENIN, 2001).

Centro de cortante: Punto donde actúa la fuerza cortante en un nivel, considerando que las fuerzas horizontales en cada nivel actúan en los centros de masa respectivos (COVENIN, 2001).

Centro de rigidez de un nivel: Punto del nivel donde al aplicar una fuerza cortante horizontal, el nivel se traslada sin rotar respecto al nivel inferior (COVENIN, 2001).

Coeficiente de aceleración horizontal: Cociente de la aceleración horizontal máxima entre la aceleración de la gravedad (COVENIN, 2001).

Coeficiente de amortiguamiento: Mide el amortiguamiento de la estructura como una fracción (generalmente expresada en porcentaje) del amortiguamiento crítico (COVENIN, 2001).

Conexión: Combinación de juntas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros (COVENIN, 2001).

Deriva: Diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles o pisos consecutivos (COVENIN, 2001).

Diafragma: Parte de la estructura, generalmente horizontal, con suficiente rigidez en su plano, diseñada para transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema resistente a sismos (COVENIN, 2001).

Ductilidad: Capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente (COVENIN, 2001).

Elemento secundario: elemento permanente que no forma parte de la estructura resistente pero que es afectado por sus movimientos y eventualmente interactúa con ella (INN Chile, 2009).

Entrepiso: Espacio entre dos pisos consecutivos (COVENIN, 2001).

Entrepiso blando: Configuración caracterizada por una marcada diferencia de rigideces entre niveles adyacentes (COVENIN, 2001).

Entrepiso débil: Configuración caracterizada por una marcada diferencia de resistencias entre niveles adyacentes (COVENIN, 2001).

Espectro de diseño: Espectro que incorpora el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos adoptado (COVENIN, 2001).

Espectro elástico: Representa la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo coeficiente de amortiguamiento, sometidos a una historia de aceleraciones dada, expresada en función del período (COVENIN, 2001).

Factor de reducción de respuesta: Factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño (COVENIN, 2001).

Fuerzas de diseño: Fuerzas que representan la acción sísmica sobre la edificación o sus componentes; están especificadas a nivel de cedencia (COVENIN, 2001).

Fuerzas sísmicas: Fuerzas externas, capaces de reproducir los valores extremos de los desplazamientos y las solicitaciones internas causadas por la excitación sísmica actuando en el nivel de base (COVENIN, 2001).

Hormigón Armado: entiéndase como concreto armado; concreto que contiene el refuerzo metálico adecuado, diseñado bajo la hipótesis que los dos componentes actuarán conjuntamente para resistir las solicitaciones a las cuales está sometido (COVENIN-MINDUR, 2002).

Marcos: entiéndase como pórticos; sistema estructural resistente a sismos capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas (COVENIN, 2001).

Napa de agua: entiéndase como nivel freático; corresponde a la capa de agua que se encuentra en la superficie de la tierra o de manera subterránea (http://buscon.rae.es/drael/SrvltConsulta?TIPO_BUS=3&LEMA=napa).

Nivel de diseño: Conjunto de requisitos normativos asociadas a un determinado factor de reducción de respuesta, que se aplica en el diseño de miembros del sistema resistente a sismos (COVENIN, 2001).

Sistema resistente a sismos: Parte del sistema estructural que se considera suministra a la edificación la resistencia, rigidez y ductilidad necesarias para soportar las acciones sísmicas (COVENIN, 2001).

Pilar: entiéndase como columna o machón; elemento de concreto armado de confinamiento vertical (INN Chile, 1997).

Sobrerresistencia: Valor real de la capacidad resistente, incluidos los elementos estructurales y no estructurales, la cual excede la resistencia nominal de cálculo (COVENIN, 2001).

Zona sísmica: Zona geográfica en la cual se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas, en un período de tiempo prefijado, es similar en todos sus puntos (COVENIN, 2001).

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Un fenómeno natural es cualquier manifestación de la naturaleza como resultado de su funcionamiento interno y debe ser considerado como un elemento activo de la geomorfología terrestre ya que el planeta no ha terminado su proceso de formación. Los fenómenos naturales pueden ser regulares o extraordinarios. Entre los primeros tenemos las lluvias que ocurren normalmente durante el año y como ejemplos de los segundos: terremotos, tsunamis o ciclones (Maskrey, 1993).

Según Maskrey (1993) la ocurrencia de un fenómeno natural no necesariamente provoca un desastre natural, lo es cuando fenómenos naturales peligrosos (como un terremoto, un huracán, un maremoto, entre otros) ocurren en condiciones socioeconómicas y físicas vulnerables. Un desastre natural, depende de dos factores, como se observa en la Fórmula (2.1) señalada por Maskrey.

$$\text{Desastre} = \text{Riesgo} \times \text{Vulnerabilidad} \quad (2.1)$$

Donde riesgo es cualquier fenómeno que signifique un cambio en el medio ambiente ocupado por una comunidad determinada, que sea vulnerable al mismo. Ser vulnerable es ser susceptible de sufrir daño y tener dificultad de recuperarse de ello como: situación económica precaria, viviendas mal construidas, tipo de suelo inestable, mala ubicación de la vivienda. Igualmente, la amenaza, para una comunidad, es la probabilidad de que ocurra un evento frente al cual esa comunidad particular es vulnerable.

De igual forma, de acuerdo con el Glosario de Vocablos Empleados en la Ingeniería Sísmica RELACIS se entiende por:

Amenaza Natural al “fenómeno natural que puede producir efectos adversos al hombre y a sus actividades, cuya ocurrencia e intensidad en una cierta área y en un determinado período de tiempo es incierta. Se origina sin participación humana (sismos, huracanes, volcanes, entre otros)”.

Muchas de las regiones del planeta que son empleadas como asentamientos poblacionales, están sometidas a las acciones de un diverso número de amenazas naturales como los sismos.

2.1 Sismos

Los sismos son movimientos súbitos e impredecibles de una parte de la corteza terrestre, generados por la liberación de energía acumulada que se transmite a través de las rocas sólidas del manto y la litósfera, hacia la superficie en forma de ondas elásticas. El origen de los sismos puede ser de tipo tectónico, producido por el desplazamiento de bloques de litósfera, o volcánico generado por la extrusión del magma hacia la superficie terrestre (FUNVISIS, 2002).

El estudio del efecto destructivo que puede ocasionar un sismo está relacionado con diferentes factores que determinarán que tan peligroso pueda resultar la ocurrencia de este evento, como se muestra en la Figura II.1.

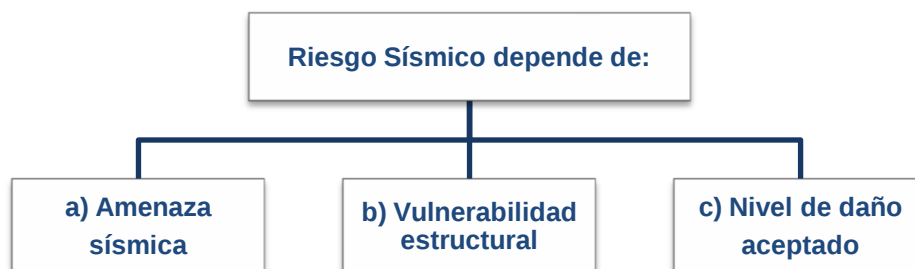


Figura II.1 Variables que intervienen en el riesgo sísmico.

Fuente: Alonso (2007).

El Glosario de Vocablos Empleados en la Ingeniería Sísmica RELACIS señala que la amenaza sísmica, también denominada peligrosidad, es una amenaza natural que se cuantifica a través del valor esperado de futuras acciones sísmicas siendo expresada en función de sus probabilidades de excedencia.

La vulnerabilidad estructural se define como la susceptibilidad que una edificación presenta frente a posibles daños en sus elementos estructurales como: fundaciones, columnas, muros, vigas (OPS, 2000).

El nivel de daño aceptado está relacionado al tiempo y costos de recuperación de la estructura de acuerdo a los niveles de amenaza (OPS, 2000).

La disminución del riesgo sísmico sólo se hace posible si se logra reducir la acción de algunas de las variables involucradas, siendo la vulnerabilidad estructural aquella que se intenta disminuir a través del desarrollo y avance de la ingeniería estructural (Alonso, 2007).

El estudio del fenómeno sísmico requiere el entendimiento de tópicos básicos que ayuden a comprender sus causas y origen. Estos se presentan a continuación.

2.1.1 Estructura de la Tierra

La estructura interior de la Tierra puede definirse a través de capas de acuerdo a sus propiedades (véase *Figura II.2.*). Tal como lo señala el Ing. Alonso en su libro “Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones” la capa más externa de la tierra es llamada litósfera. Esta está formada por la corteza y el manto superior, teniendo un espesor medio aproximado de 100 km de capa rígida medianamente frágil.

Así mismo señala que la corteza se divide en corteza oceánica y corteza continental. La primera de éstas tiene un espesor de entre 3 y 15 km y la segunda puede alcanzar espesores de hasta 70 km. Debajo de la litósfera, se encuentra la astenósfera cuya profundidad aproximada puede alcanzar hasta 660 km. Esta es una capa blanda y dúctil que permite el movimiento relativo de la litósfera respecto a ella.

Finalmente comenta que el 80% del volumen de la tierra está constituido por el manto cuyo espesor consta de 2900 km y se comporta como un sólido al transmitir las ondas sísmicas. El núcleo, parte más interna de la tierra compuesta en su mayoría por hierro, se divide en núcleo interno (roca) y núcleo externo (liquido).

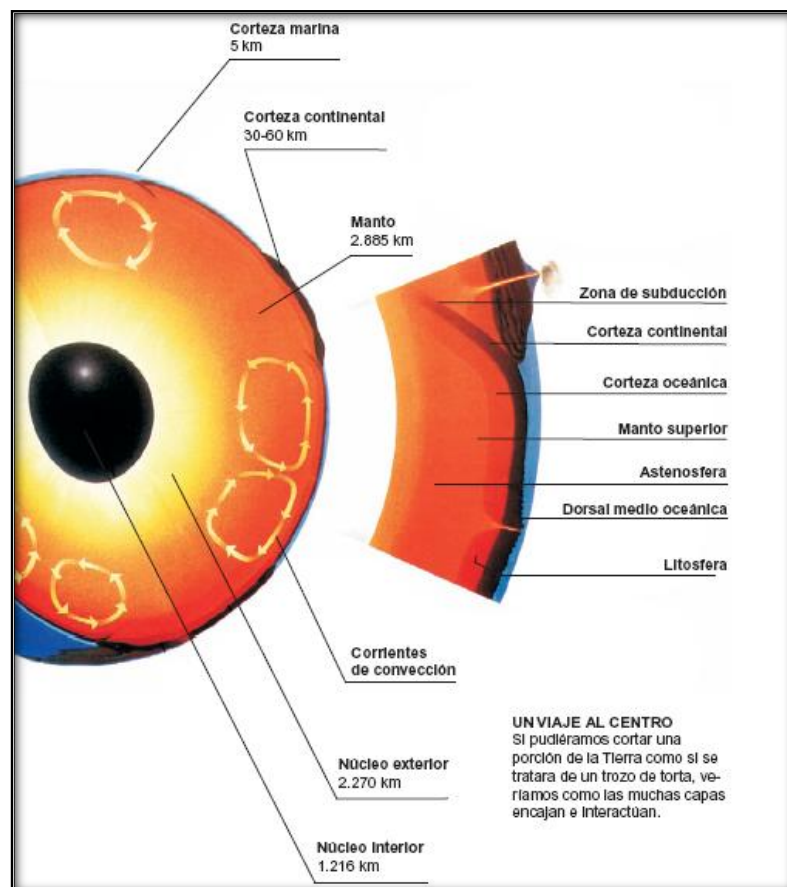


Figura II.2 Capas de la tierra, mostrando las relaciones entre los tipos de corteza.
Tomado de La Investigación Sismológica de Venezuela; Fuente: Moores (1996).

De acuerdo a Eldridge Moores (1996) el calor producido en el interior de la tierra, que puede alcanzar altas temperaturas en el núcleo y es originado por la desintegración de elementos radiactivos, genera la energía necesaria para que las capas de la tierra interactúen y se muevan entre sí. El magma que se encuentra en el interior de la tierra asciende quedando en las proximidades de la superficie donde puede solidificarse y enfriarse o producir erupciones en forma de lava.

2.1.2 Tectónica de Placas

La tectónica de Placas o tectónica global es una teoría orogénica que *“permite explicar el movimiento observado en la litósfera terrestre por medio de mecanismos de subducción y de expansión del fondo oceánico”* (Alonso, 2007, p.1-6).

El científico y explorador alemán Alfred Wegener en 1915 planteó la existencia de un supercontinente llamado Pangea que se fragmentó hace millones de años. Esta Teoría denominada también “Teoría de la Deriva Continental” explicaba que estos fragmentos, que hoy conocemos como continentes, sufrieron grandes desplazamientos hasta alcanzar su posición actual (Alonso, 2007; Moores, 1996).

Gracias al desarrollo del paleomagnetismo, ciencia geofísica desarrollada a mediados de los años cuarenta, se demostró que los polos han cambiado su ubicación respecto al eje de rotación de la tierra y los continentes han variado su posición a lo largo del tiempo generando desplazamientos entre sí (Alonso, 2007).

Actualmente, se conoce que la corteza terrestre está dividida en siete placas continentales las cuales son: placa Africana, Sudamericana,

Norteamericana, Euroasiática, Indo-Australiana, Antártica y placa del Pacífico (véase *Figura II.3*). Así mismo, se conocen también otras 14 placas de tamaño intermedio como la placa del Caribe, Nazca, Cocos, placa de Filipinas, entre otras (Alonso, 2007).

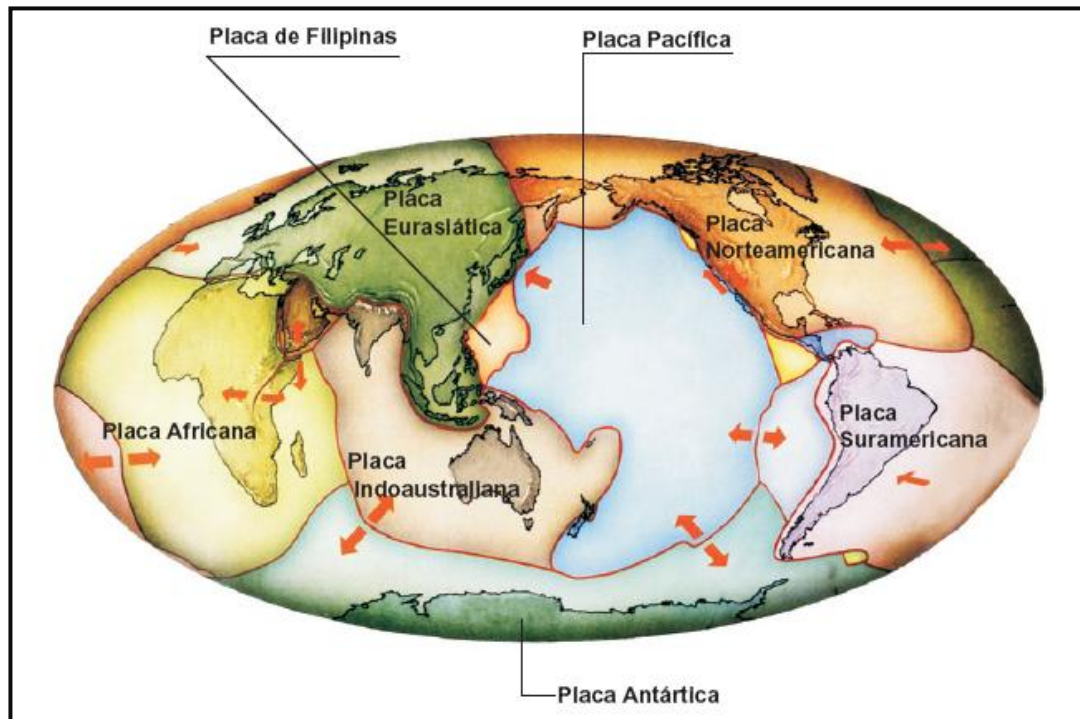


Figura II.3 Placas Tectónicas.

Tomado de La Investigación Sismológica de Venezuela; Fuente: Moores (1996).

Moores (1996) explica que las placas de litósfera se mueven constantemente y conforman en su parte superior un océano, un continente o ambos. El material flexible de la astenósfera sostiene las placas permitiendo que éstas se separen, se acerquen, colisionen o deslicen una encima de otra produciendo diferentes fenómenos.

Según Alonso (2007) la zona de contacto entre las placas produce deformaciones que pueden darse de manera continua o brusca en forma de terremotos, por lo tanto estas franjas o límites de contacto tienden a presentar

elevada actividad sísmica. De acuerdo al tipo de interacción existente estos límites pueden ser:

2.1.2.1 Límites Divergentes

Este tipo de límite da origen a la formación de nueva corteza. Ocurre cuando las placas se desplazan en direcciones diferentes y en la franja que se abre aparece roca fundida o magma que sube desde la astenósfera inferior produciendo volcanes y sismos de diferentes intensidades. De este modo, una vez enfriado y solidificado el magma, se forman dorsales expansivas o extensivas (Moore, 1996). Estos límites se producen en su mayoría en las dorsales oceánicas, por ejemplo los volcanes del centro del Océano Atlántico. (Alonso, 2007; FUNVISIS, 2002).

2.1.2.2 Límites transcurrentes

Este tipo de límite corresponde a las fallas de transformación y se produce cuando dos placas se mueven una con respecto a la otra de modo que la falla se posiciona paralela al movimiento de las mismas; este fenómeno no produce nueva litósfera ni destruye la existente (Sauter, 1989). Ejemplo de este fenómeno es la Falla de San Andrés en California, Estados Unidos y la falla de Boconó en los Andes venezolanos (Alonso, 2007).

2.1.2.3 Límites Convergentes

Estos tipos de límites corresponden a zonas de colisión frontal entre placas continentales originando cordilleras montañosas y a zonas de subducción (Sauter, 1989). A medida que los procesos de divergencia producen nueva capa de litósfera es necesario un fenómeno que balancee dicha adición de material, por medio de un proceso de subducción (Alonso 2007). Este fenómeno ocurre cuando una placa oceánica desciende bajo otra

placa, sea ésta continental u oceánica, en las cuales se consume y destruye material de la corteza (Sauter, 1989). La placa que se sumerge entra en contacto con roca caliente, fundiéndose hasta convertirse en magma que, sometido a elevadas presiones, asciende erupcionando de forma violenta hacia la superficie (Moore, 1996).

2.1.2.4 Fallas

No todos los sismos ocurren directamente en la zona de contacto entre placas adyacentes, muchos eventos son generados en fallas geológicas locales y se les denomina *sismos intraplaca* (Sauter, 1989).

Estas fallas son producto de procesos tectónicos originados por el movimiento relativo y por la interacción entre las placas litosféricas y sus efectos secundarios asociados (Sauter, 1989).

En este sentido las fallas se puede definir como: discontinuidades que están asociadas a planos de rotura o fracturación de los bloques involucrando desplazamiento relativo entre los mismos. La extensión de una falla puede variar entre algunos metros y centenares de kilómetros (González de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo, 2006).

Las fallas pueden ser activas o inactivas. Las primeras son aquellas en las cuales han ocurrido desplazamiento durante los últimos miles de años. Mientras que las inactivas son aquellas en que no se observa actividad sísmica ni rasgos morfo-tectónicos y en las que se puede determinar que no han ocurrido desplazamientos durante los últimos 10.000 a 40.000 años (Sauter, 1989).

Por lo tanto, parte de los efectos de los terremotos es generar la rotura de la superficie del terreno debido al desplazamiento de fallas activas y este

fenómeno se manifiesta generando escarpe, agrietamiento o desplazamiento de una zona de rotura a lo largo de la falla (González de Vallejo, 2006).

Los terremotos de magnitudes importantes producen la activación de las fallas y estas a su vez generan movimientos de la superficie del terreno cuyos efectos destructivos están asociados a diferentes factores como los que se señalan a continuación (González de Vallejo, 2006).

- La naturaleza del suelo y las propiedades dinámicas del mismo.
- Las características del terremoto, magnitud, profundidad, distancia al epicentro, etc.
- Tipo de fallas y fallas asociadas.

Dependiendo de la geometría de la falla y de la dirección de su movimiento relativo, los geólogos clasifican las fallas en los siguientes tipos.

Falla transcurrente: es aquella en la que se producen desplazamientos horizontales y los dos bloques adyacentes se desplazan lateralmente en sentidos opuestos. Un tipo particular de estas es la falla de transformación que define el límite entre placas adyacentes (Sauter, 1989).

Falla normal: es aquella en la cual la roca ubicada por encima del plano de falla inclinado se desliza hacia abajo en relación a la roca situada por debajo, que le sirve de soporte (Alonso, 2007).

Falla inversa: es aquella en la cual el material situado encima del plano de falla o bloque de techo asciende con respecto al material situado debajo o bloque de muro (Alonso, 2007).

2.1.3 Cinturón de fuego del Pacífico

Existe una extensa franja que presenta una mayor inestabilidad tectónica y geológica, reflejada por la ocurrencia de sismos, así como una actividad volcánica intensa (véase *Figura II.4*). Esta extensión es conocida como el “Anillo de Fuego Circum-Pacífico” o “Cinturón Circum-Pacífico” y abarca la costa occidental del continente americano, desde Patagonia y Chile en el Sur, pasando por el Istmo de Centro América, México y California, y se extiende más allá de Alaska a través del gran arco insular que bordea en el oeste al Pacífico, y que comprende las Islas Aletianas en el norte, pasando por la Península de Kamchatka, las Islas Kuriles, Japón, Filipinas, Nueva Guinea, el Archipiélago de Salomón, Fiji y Tonga, hasta Nueva Zelanda en el sur. Una de las características más importantes de esta zona es el fenómeno de subducción (Sauter, 1989).

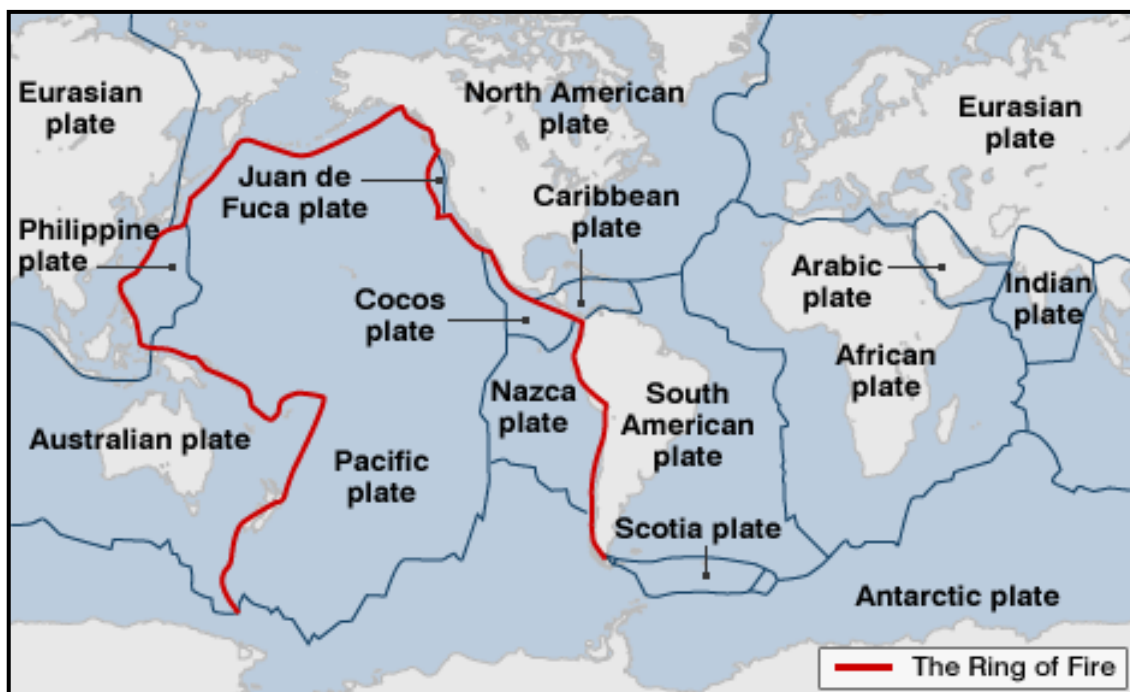


Figura II.4 El Cinturón de fuego del Pacífico.

Fuente: BBC News (2009). <http://news.bbc.co.uk/2/hi/8284372.stm>

2.1.4 Localización del sismo

El foco o hipocentro es el lugar en el plano de falla donde se da inicio a la liberación de energía mediante la propagación de ondas sísmicas. Las coordenadas de longitud, latitud y profundidad local permiten definir su ubicación (Alonso, 2007).

Por su parte, el epicentro se define como el punto sobre la superficie terrestre ubicado directamente sobre el foco, es decir es la proyección vertical de éste sobre la superficie terrestre (Alonso, 2007).

El sismo se mueve en diferentes direcciones conforme las ondas sísmicas atraviesan un punto dado. Estas se propagan en y a través de la Tierra, así como alrededor de su superficie, siendo registradas mediante un instrumento llamado sismógrafo. Dichas ondas son utilizadas para determinar la localización y hora en que sucede un terremoto, entre las cuales tenemos las siguientes (Leet and Judson, 2001; FUNVISIS, 2002):

- Ondas primarias (P): éstas son de compresión y son las primeras en alcanzar la superficie terrestre siendo sus vibraciones longitudinales. Se propagan a través de cualquier material: sólido, líquido y gaseoso (véase *Figura II.5*).

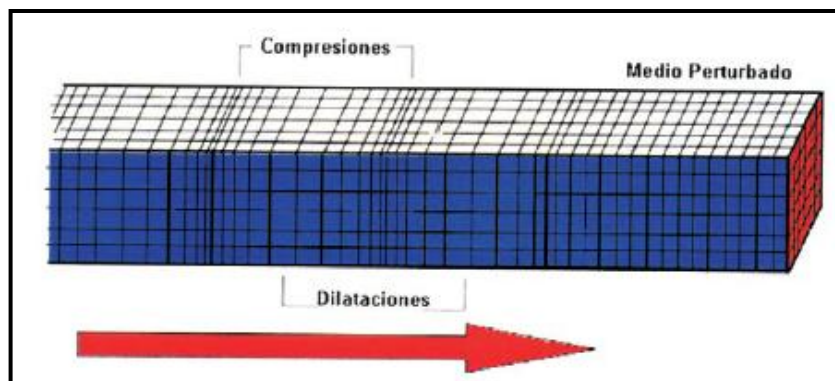


Figura II.5 Ondas Primarias (P).

Fuente: La Investigación Sismológica en Venezuela (2002).

- Ondas secundarias (S): estas son transversales, viajan más lento que las ondas P y sólo se propagan a través de los sólidos. Este es el movimiento responsable de los daños estructurales (véase *Figura II.6*).

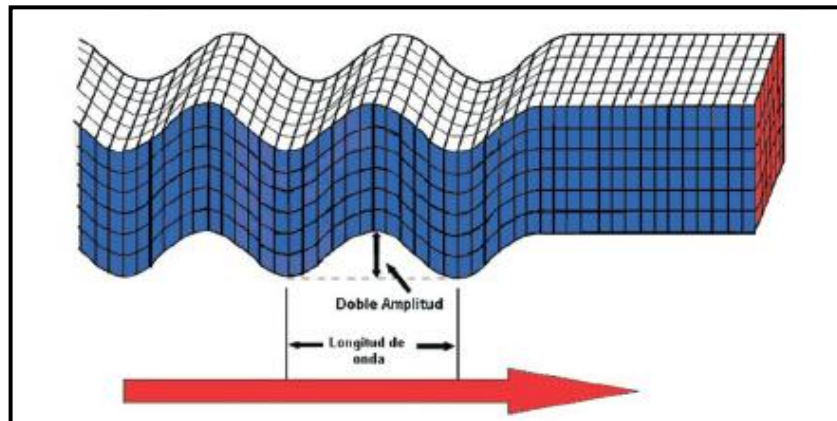


Figura II.6 Ondas Secundarias (S).

Fuente: La Investigación Sismológica en Venezuela, (2002).

- Ondas largas (L): estas son superficiales y viajan a lo largo de la superficie terrestre. Su movimiento es parecido al de las Ondas S. Estas son las últimas en llegar porque viajan a una menor velocidad y tienen un recorrido más largo (véase *Figura II.7*).

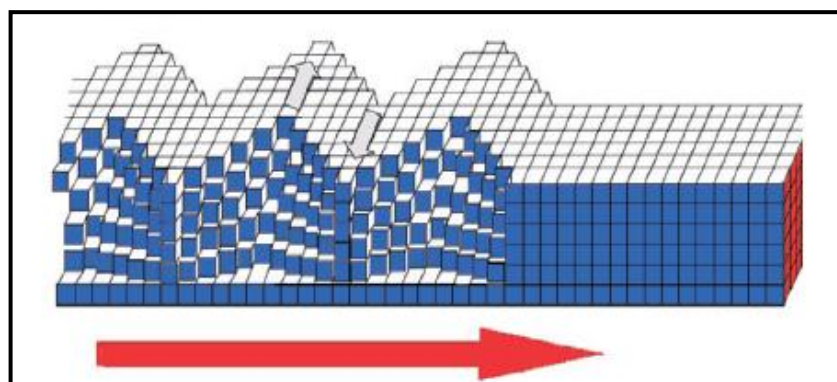


Figura II.7 Ondas Largas (L).

Fuente: La Investigación Sismológica en Venezuela (2002).

- Ondas Rayleigh (R): son ondas superficiales que viajan como ondulaciones similares a aquellas encontradas en la superficie del agua (Alonso, 2007) (véase Figura II.8).

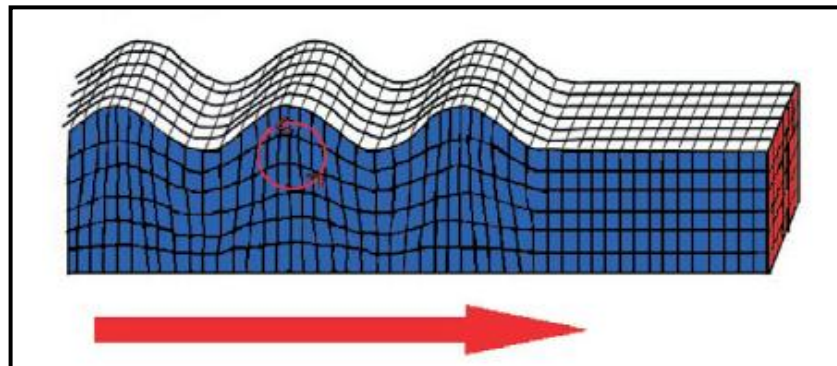


Figura II.8 Ondas Rayleigh (R).

Fuente: La Investigación Sismológica en Venezuela (2002).

Según Leet and Judson (2001) las ondas P y S se propagan desde el foco de un sismo hasta la estación de registro, pasando por el interior de la Tierra. Asimismo las ondas L viajan a lo largo de la superficie de la Tierra, desde el epicentro hasta la estación de registro.

2.1.5 Cuantificación de un Sismo

La evaluación cuantitativa de un sismo es de gran importancia para la sismología e ingeniería sismorresistente. Existen dos parámetros para definir el tamaño de un sismo: la magnitud y la intensidad.

La magnitud de un sismo es una medida cuantitativa de la energía liberada durante el proceso de ruptura de la falla y es una medida única independiente del sitio de observación. El proceso de medición de la magnitud ha pasado por diferentes etapas. En 1930 Richter introdujo el concepto de magnitud creando la escala (M_L), pero la misma resultó poco práctica para las realidades de otros países ya que fue diseñada para medir los sismos de California. Posteriormente, se extendió el concepto de magnitud y se crearon

otros sistemas para su estudio, tales como el de Magnitud por Ondas Superficiales (M_s), Magnitud por Ondas de Cuerpo (M_b), Magnitud por Momento Sísmico (M_w) y Magnitud por Coda o duración (M_c). Los últimos dos métodos son los más utilizados actualmente (Flores, 2000; FUNVISIS, 2002).

La magnitud de Richter, Magnitud por Ondas de Cuerpo y Magnitud por Ondas Superficiales se determinan midiendo la máxima amplitud de las ondas registradas en un sismograma. En cambio, la Magnitud por Momento Sísmico (M_w) se relaciona con las características físicas del fenómeno (Flores, 2000).

Se entiende por intensidad de un sismo a la medida subjetiva de los daños ocasionados por éste sobre la población, las construcciones y la naturaleza misma, siendo variable entre los sitios de observación. El nivel de intensidad de un sismo es esencial para evaluar su efecto sobre las estructuras ya que la medida de intensidad permite cuantificar la violencia del movimiento telúrico en un lugar determinado y la manera como se atenúa con la distancia. El sismólogo y vulcanólogo Mercalli propuso una tabla de escala de intensidad en el año 1902, posteriormente modificada en 1931 por Wood y Neumann. Esta escala es la más usada en América y asigna 12 niveles (I a XII) a la forma en que el temblor es sentido por las personas y según los daños a edificaciones (Flores, 2000; FUNVISIS, 2002).

2.2 Sismicidad de Venezuela

Venezuela está ubicada en el límite de dos placas tectónicas: La Placa del Caribe y la Placa de América del Sur (véase *Figura II.9*). La zona de contacto entre dichas placas representa la zona de mayor actividad sísmica del país y ha generado tres sistemas de fallas activas principales de tipo transcurrente con un ancho aproximado de 100 km. Estas fallas son: Boconó (Los Andes), San Sebastián (Cordillera de la Costa) y El Pilar (Serranía del Interior) y son las causantes de los eventos más severos que han ocurrido en el

territorio nacional. Adicionalmente, existen otras fallas activas menores como Oca-Ancón, Valera, La Victoria, entre otros (FUNVISIS, 2002).

En Venezuela el 80 % de la sismicidad es superficial (< 70 km); sin embargo, estudios sismológicos recientes han puesto en evidencia que esta región también se ve afectada por un fenómeno de subducción que ocurre al noroeste de las islas de Aruba y Curazao. Esto genera una actividad sísmica a microescala que tiene lugar a profundidades de unos 150 km en la zona noroccidental de los Andes venezolanos, tanto en la zona continental como en ciertas áreas del Mar Caribe (Alonso, 2007).

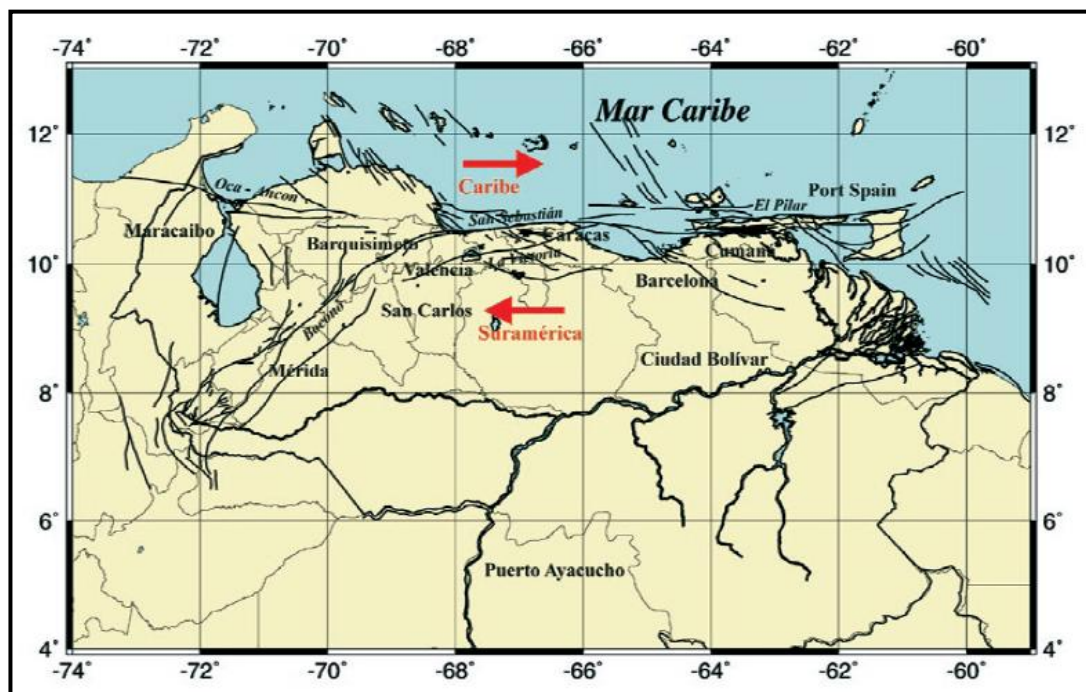


Figura II.9 Mapa de Venezuela indicando su sistema de fallas principales y la dirección de las placas.

Fuente: FUNVISIS (2002).

2.3 Sismicidad Histórica de Venezuela

A lo largo del período 1530-2002, la ocurrencia de 137 movimientos telúricos, hace notoria la actividad sísmica existente en el país. Estos eventos sísmicos han causado algún tipo de daño en poblaciones venezolanas, lo que

ha determinado la toma de decisiones en cuanto al diseño de edificaciones (FUNVISIS, 2002). Entre los sismos más importantes se encuentran:

- **Terremoto de Caracas 1967**

Este sismo ocurrió el 29 de julio de 1967, a las 20:05 teniendo 6.3 en la escala de Magnitud de Momento, profundidad 3 km, con una duración de 35 a 55 segundos. Su epicentro estuvo ubicado a 62 Km de la ciudad de Caracas. Se produjeron fuertes daños en edificaciones ubicadas en el valle de Caracas y en el litoral el daño se concentró en la Urbanización Caraballeda (Alonso, 2006; FUNVISIS, 2002). Ejemplos de los daños causados por este terremoto se muestran en las Figuras II.10, II.11 y II.12.

A raíz de este terremoto, se decidió crear el 27 de julio de 1972 la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (FUNVISIS) y Defensa Civil, institución que se ocupa de las acciones de salvamento y prevención de desastres (FUNVISIS, 2002).



Figura II.10 Consecuencias del Terremoto de Caracas 1967.

Fuente: FUNVISIS, 2012. http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php



Figura II.11 Casa afectada por el fenómeno de licuación. Caraballeda, Litoral Central, año 1967.

Fuente: FUNVISIS, 2012. http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php



Figura II.12 La Mansión Charaima. Caraballeda 1967.

Fuente: FUNVISIS, 2012. http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php

- **Terremoto de Cariaco 1997**

En la región norte oriental del país, el 9 de julio de 1997 tuvo lugar un fuerte terremoto, con una magnitud de onda superficial $M_s = 6.8$, y una magnitud de momento $M_w = 6.8$. El origen del sismo tuvo lugar a lo largo del sistema de falla El Pilar-Casanay en la zona de contacto de las pacas del Caribe y Sudamericana (Alonso, 2007).

Las poblaciones más afectadas fueron la ciudad de Cumaná y las poblaciones de Cariaco, Chiguana, Campoma, Marigüitar, San Antonio del Golfo y Casanay. Asimismo, el terremoto dejó un saldo de 730 inmuebles totalmente destruidos, 960 parcialmente afectados, 522 personas rescatadas, 78 fallecidas y 5 desaparecidas (Alonso, 2007). Parte de los daños generados por este sismo se muestran en las Figuras II.13, II.14 y II.15.



Figura II.13 Escuela Valentín Valiente. Cariaco 1997.

Fuente: FUNVISIS, 2012. http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php



Figura II.14 Liceo Raimundo Centeno. Cariaco 1997.

Fuente: FUNVISIS, 2012. http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php



Figura II.15 Daños Estructurales en Edificación. Cariaco 1997.

Fuente: FUNVISIS, 2012. http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php

2.4 Sismicidad de Chile

Chile es un país que se encuentra en el recorrido del Cinturón Circum-Pacífico siendo uno de los países más sísmicos de la Tierra (Sauter, 1989). La actividad sísmica que domina esta región es una consecuencia directa de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Suramericana (Madariaga 1998). En este proceso, la placa de Nazca es empujada hacia la placa Sudamericana, introduciéndose debajo de ella; con el paso del tiempo, este fenómeno ha producido la formación de la Cordillera de Los Andes y la Cordillera de la Costa debido al plegamiento de la placa sudamericana (Flores, 2000).

Existe también un complejo sistema de fallas a lo largo del territorio chileno que, tras el terremoto acontecido el 27 de febrero de 2010, está siendo estudiado a profundidad por investigadores de distintas universidades de ese país. De hecho, se plantea que la conocida como réplica más fuerte de este terremoto, no fue réplica, sino producto de la activación de la falla de Pichilemu. Además de esta falla, se han considerado otras por tener sectores vulnerables;

estas fallas son: Atacama, San Ramón, Liquiñe-Ofqui y Magallanes-Fagnano (Bade, 2011).

2.5 Sismicidad Histórica de Chile

En promedio, en los últimos cinco siglos un terremoto destructor de magnitud superior a 8 se ha producido cada 10 años en alguna parte del territorio chileno. El nivel de sismicidad es tal que en los últimos 35 años, desde 1962, han ocurrido más de 4.000 sismos de magnitud superior a 5 (Madariaga, 1998).

- **Terremotos del Sur de Chile 1960**

El 21 de mayo de 1960 a las 6:02:52 a.m. tiempo local, ocurrió un sismo de magnitud 7,5 de la escala de Richter, cuyo foco fue superficial y su epicentro se ubicó cerca de Concepción. En esta última ciudad su intensidad se estimó entre VIII y IX en la escala MM. Se iniciaba una serie de terremotos que constituirían la actividad sísmica de mayor magnitud ocurrida en Chile para la época. A lo largo de este día, ocurrieron diferentes réplicas de magnitudes considerables (Flores, 2000).

El día 22 de mayo, en horas de la tarde, se produjeron varios sismos con epicentro cerca de Chiloé causando alarma en la población. Posteriormente, ocurrió un terremoto de mayor importancia con una magnitud de 9,5 M_w cuyo foco fue superficial y su epicentro se ubicó mar adentro 130 a 180 km al oeste de Valdivia. Se estima que la intensidad de este terremoto, en la ciudad de Valdivia, fue de Grado X en la escala MM (Flores, 2000). Las Figuras II.16 y II.17 muestran parte de los daños causados por este terremoto.



Figura II.16 Consecuencias del terremoto de Valdivia. Chile.

Fuente: Diario Andino Digital, 2012.

<http://www.diarioandino.com.ar/diario/2010/03/01/la-angostura-y-una-historial-de-sismos/>



Figura II.17 Colapso de edificaciones tras terremoto de 1960. Chile.

Fuente: Plataforma Urbana, 2012.

<http://www.plataformaurbana.cl/archive/2010/04/08/terremoto-de-valdivia-reviviendo-la-historia/>

- **Terremoto del 27 febrero 2010**

Este terremoto ocurrió el 27 de febrero de 2010, a las 03:34 am, hora local, en la zona central de Chile, teniendo una magnitud de 8.8 M_w . Se originó debido al desplazamiento repentino de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana, teniendo una zona de falla que alcanzó un área del orden de

450 km x 150 km con un desplazamiento superior a 10 m (Barrientos, 2010). A continuación, se muestran las Figuras II.18 y II.19 donde se observa parte de los daños causados por este terremoto.



Figura II.18 Daños en edificaciones tras terremoto de febrero de 2010. Chile.

Fuente: Vanguardia, 2012.

<http://www.vanguardia.com.mx/chilelatierrayelmarsetragaronelfindelmundo-471435.html>



Figura II.19 Edificio Partido en Dos. Ciudad de Concepción, Chile.

Fuente: Noticias y Universidad, 2012.

<http://www.nudigital.tv/novedades/index/terreno-el-chile>

Como se mencionó anteriormente, en Chile han ocurrido sismos de grandes magnitudes a lo largo de la historia, esto se evidencia en la Tabla II.1 que muestra el listado de los sismos ocurridos en este país desde mediados de los años 1500 hasta el año 2010 con sus respectivas magnitudes en la Escala de Richter.

Tabla II.1 Listado de Sismos Ocurridos en Chile.

Fuente: Alvarez G., Ramirez J., Paredes L., y Canales M.,2010.

Año	Magnitud Richter
28 de octubre de 1562	8.0
8 de febrero de 1570	8.0-8.5
16 de diciembre de 1575	8.5
24 de noviembre de 1604	8.7
13 de mayo de 1647	8.5
15 de marzo de 1657	8.0
8 de julio de 1730	8.7
25 de mayo de 1751	8.5
11 de abril de 1819	8.5
19 de noviembre de 1822	8.3
20 de febrero de 1835	8.0-8.2
7 de noviembre de 1837	> 8.0
17 de noviembre de 1849	7.5
26 de mayo de 1851	7.0-7.5
5 de octubre de 1859	7.5-7.7
13 de agosto de 1868	8.8
9 de mayo de 1877	8.8
16 de agosto de 1906	8.3
4 de diciembre de 1918	7.6
10 de noviembre de 1922	8.4
1 de diciembre de 1928	7.9
6 de abril de 1943	8.1
22 de mayo de 1960	9.5
28 de diciembre 1966	7.8
3 de marzo de 1985	8.0
30 de julio de 1995	8.0
27 de febrero de 2010	8.8

2.6 Mitigación del Desastre

Según Maskrey (1993) un desastre provocado por un fenómeno natural sólo se puede mitigar disminuyendo la vulnerabilidad de la población ante el mismo. Esto es porque los riesgos se refieren básicamente a la transformación de la naturaleza de forma natural o por la actividad humana.

Asimismo señala que en el caso específico de construcciones, existen medidas estructurales (obras físicas) y medidas no estructurales de mitigación. Ejemplo de las primeras, son las estructuras sismorresistentes que reducen la vulnerabilidad de las viviendas a los sismos.

Las medidas no estructurales de mitigación, comprenden normas reguladoras como las del uso del suelo y normas de diseño sismorresistente, entre otras, que regulan los criterios para el diseño de edificaciones basándose en la seguridad y factibilidad económica.

2.7 Evolución de las Normas en Venezuela para el diseño sísmico de edificios

En Venezuela se han elaborado normativas con la participación de las partes interesadas (universidades, institutos de investigación, sector industrial, sector oficial, entre otros) para estandarizar los procesos en base a resultados consolidados de la ciencia, la tecnología y la experiencia, con el fin de tener una referencia certificada y aprobada dirigida a alcanzar un nivel óptimo de calidad y eficiencia (FONDONORMA, 2011).

Las Normas Antisísmicas o Sismorresistentes deben estar en un proceso de reforma permanente estimulado por el aspecto previsorio que encierran las mismas. Este proceso se llevará a cabo por el aprendizaje acerca del comportamiento de las estructuras en presencia de movimientos telúricos y por

investigación teórica y práctica en el área de la Ingeniería Sísmica (Hernández, s.f.).

Al observar la evolución normativa venezolana encontramos un comienzo caracterizado por dar respuesta ante los sismos ocurridos (Hernández, s.f.). Este proceso evolutivo se resume en lo siguiente:

1. A raíz del sismo ocurrido en Venezuela en el año 1900 se comenzó el estudio sísmico formal en el país, instalándose por primera vez sismógrafos en el Observatorio Cagigal (Olivares, 1997 citado por Grases, 2006).
2. En 1939 el Ministerio de Obras Públicas (MOP) elabora las “Normas para la Construcción de Edificios”, que incluían por primera vez las especificaciones sísmicas” (Grases, 2006).
3. En 1947 el MOP las actualiza llamándolas “Normas para el Cálculo de Edificios” (Grases, 2006).
4. En 1955 el MOP sustituye dichas normas (por otras llamadas de la misma forma) debido a los daños producidos por el sismo del Tocuyo (Hernández, s.f.).
5. En 1967 el MOP elabora la “Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas” como consecuencia de los efectos del sismo ocurrido ese año en Caracas (Grases, 2006).
6. En 1982 se concretó una norma más completa denominada "Edificaciones Antisísmicas", COVENIN 1756:82, patrocinada por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (Hernández, s.f.). El desarrollo de esta norma fue influenciado por el informe ATC-3-06, publicado en 1979, elaborado por el Consejo de Tecnología Aplicada de los Estados Unidos, en el cual se mostraba el resultado de varios años de estudio (Grases, 2006).

7. Por último, en el año 2001, se publicaron las normas “Edificaciones Sismorresistentes”, COVENIN 1756:2001, luego de una revisión que se estuvo realizando desde el año 1990 (Grases, 2006).

2.8 Evolución de las Normas en Chile para el diseño sísmico de edificios

Como se mencionó anteriormente los grandes terremotos ocurridos son los responsables del desarrollo de las medidas para mitigar su poder destructivo. En este sentido la normativa chilena tuvo el siguiente proceso evolutivo.

1. A raíz del sismo ocurrido en Talca en el año 1928 se pusieron en marcha una serie de acciones que culminan con la Ley de Ordenanza General de Construcciones y Urbanización, que toma vigencia legal en 1931 (Flores, 2000).
2. En el año 1972 se oficializó la Norma NCh 433 Of. 72 “Cálculo Sísmico de Edificios”, la cual contempló dos tipos de análisis, el estático y el dinámico, los efectos del suelo, la forma estructural y la importancia del uso del edificio. Además contenía consideraciones para la torsión en planta, las deformaciones admisibles y la separación entre estructuras. Esta norma mostró sus ventajas y desventajas en el terremoto ocurrido en marzo de 1985 (Flores, 2000).
3. En el año 1986, el Comité Coordinador de Normas Sismorresistentes, constituido por el Instituto Nacional de Normalización, conformó un comité de profesionales para generar un nuevo documento normativo el cual se llevó a consulta pública en el año 1989. De este estudio surgió la norma NCh 433 Of.93 (INN Chile, 2009).
4. En el año 1996, es aprobada por el Consejo del Instituto Nacional de Normalización, la norma para el diseño sísmico de edificios denominada

NCh 433 Of.96, la cual anula y reemplaza a la versión del año 93 (INN Chile, 2009).

5. Posteriormente, la Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA, realizó modificaciones a la norma NCh 433 Of. 96. Dichas modificaciones fueron enviadas a profesionales del área para su consulta pública, aprobándose en noviembre de 2009 el documento final llamado NCh 433 Of.96 mod.2009 (INN Chile, 2009).
6. Tras el terremoto ocurrido el 27 de febrero de 2010 el Ministerio de Vivienda y Urbanismo, con carácter de urgencia, propone adecuaciones y complementaciones a la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 mediante el documento llamado “Propuesta de Norma Técnica de Emergencia para el Diseño Sísmico de Edificios” el cual sustituye determinadas cláusulas contenidas en la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2010).
7. Posteriormente, se realizó una consulta pública a la propuesta anterior y una vez finalizada se aprobó, en febrero de 2011 con carácter de reglamento, el Decreto 117 que contiene las mismas cláusulas de la “Propuesta de Norma Técnica de Emergencia para el Diseño Sísmico de Edificios” (Concha, 2011).
8. Debido a la rápida aprobación del Decreto 117, se tenía información parcial de las causas y consecuencias de los daños ocurridos por el sismo del 27 de febrero por lo cual fue necesario iniciar un proceso de revisión de la cual surgió la aprobación, en noviembre de 2011, del Decreto Supremo 61 el cual reemplaza el Decreto 117 (Ministerio de Vivienda y Urbanismo, 2011).

2.9 Análisis Estructural de Edificaciones

El análisis estructural tiene como objetivo estimar las fuerzas y deformaciones a las cuales estará sometida una edificación como consecuencia de la acción sísmica por lo tanto, resulta fundamental conocer las

amplitudes de las vibraciones del terreno ocasionadas por el terremoto y expresarlas en función de la aceleración que las ondas sísmicas producen en su superficie (Alonso, 2007).

En este sentido, las aceleraciones absolutas máximas para un oscilador de un grado de libertad, con una razón de amortiguamiento crítico constante y distintos períodos naturales, pueden evaluarse en función del tiempo y sus respuestas máximas representarse en gráficos que reciben el nombre de espectros sísmicos de respuesta (Alonso, 2007).

A partir de una familia de espectros obtenidos de registros de terremotos reales y artificiales para un tipo de suelo determinado, se obtienen los espectros elásticos de respuesta (Alonso, 2007).

Los espectros son parte importante en el diseño de edificaciones, por lo que están enmarcados dentro de la normativa para el diseño sismorresistente la cual, dependiendo de las condiciones locales y del criterio de los expertos en el área, puede variar de acuerdo a cada país.

En este sentido, hay países cuyas normas para el diseño sismorresistente de edificaciones establecen espectros últimos como Venezuela y Colombia, y otros que contemplan espectros de servicio como Chile, Ecuador y Perú (Aguilar, 2007).

Un espectro último contempla la acción sísmica a nivel último por lo que en las combinaciones de carga para el diseño sismorresistente, la acción sísmica no es mayorada. Por otra parte, un espectro de servicio contempla la acción sísmica a nivel de servicio por lo que en las combinaciones de carga, es necesario mayorar la componente sísmica para llevarla a su condición última (Boroschek, R., 2012).

A continuación, se muestran las fórmulas (2.2) y (2.3), que representan las combinaciones establecidas por la norma venezolana FONDONORMA 1753:2006 y por la norma chilena NCh 433 Of.96 mod.2009, respectivamente, donde se evidencia que para un espectro último, como el de la norma venezolana, el coeficiente que acompaña la acción sísmica es la unidad y para un espectro de servicio, como el de la norma chilena, el coeficiente que acompaña la acción sísmica es un factor mayor a la unidad, que en este caso es igual a 1,4. Es importante destacar que sólo se tomaron en cuenta aquellas combinaciones que incluyen la acción sísmica.

$$U = 1.2 CP + \gamma CV \pm S \quad (2.2)$$

$$U = 0,9 CP \pm S$$

$$U = 1,2 CP + CV + 1,4 S \quad (2.3)$$

$$U = 0,9 CV + 1,4 S$$

Donde:

CP = Acciones o solicitaciones debidas a las cargas permanentes.

CV = Acciones o solicitaciones debidas a las cargas variables.

S= Solicitaciones o efectos debidos a las acciones sísmicas.

Otro aspecto importante en el análisis estructural es el número de pisos de la edificación ya que esto está relacionado con el período fundamental de la misma. En este sentido, FEMA-NIBS (2009) presenta la Tabla II.2 donde se definen el número de pisos para edificios bajos, medianos y altos.

Tabla II.2 Clasificación de edificios por número de pisos según FEMA-NIBS (2009).

Edificios	Rango de Pisos	Promedio de Pisos
Bajos	1-3	2
Medios	4-7	5
Altos	>8	12

A continuación se presentan los parámetros de diseño para las normas COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, NCh 433.Of96 mod.2009 “Diseño Sísmico de Edificios” y la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Para el Diseño Sísmico de Edificios.

2.9.1 Zonificación Sísmica

Una zona sísmica se puede definir como una zona geográfica donde la máxima aceleración horizontal en la superficie del lecho rocoso, producto de las acciones sísmicas, es similar en todos sus puntos (COVENIN 1756:2001, C-7).

Un mapa de zonificación sísmica es una representación de probabilidades de excedencia para una vida útil dada y períodos de retorno establecidos (COVENIN 1756-2, C-15).

La Norma COVENIN 1756:2001 presenta la división del país de acuerdo a la zonificación sísmica tal como se muestra en la Figura II.20 Asimismo, se establece los coeficientes de aceleración horizontal para cada una de estas zonas según la Tabla II.3.

Tabla II.3 Valores de A_o para el territorio venezolano.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

VALORES DE A_o		
Zonas Sísmicas	Peligro Sísmico	A_o
7	Elevado	0,40
6		0,35
5		0,30
4	Intermedio	0,25
3		0,20
2	Bajo	0,15
1		0,10
0		-

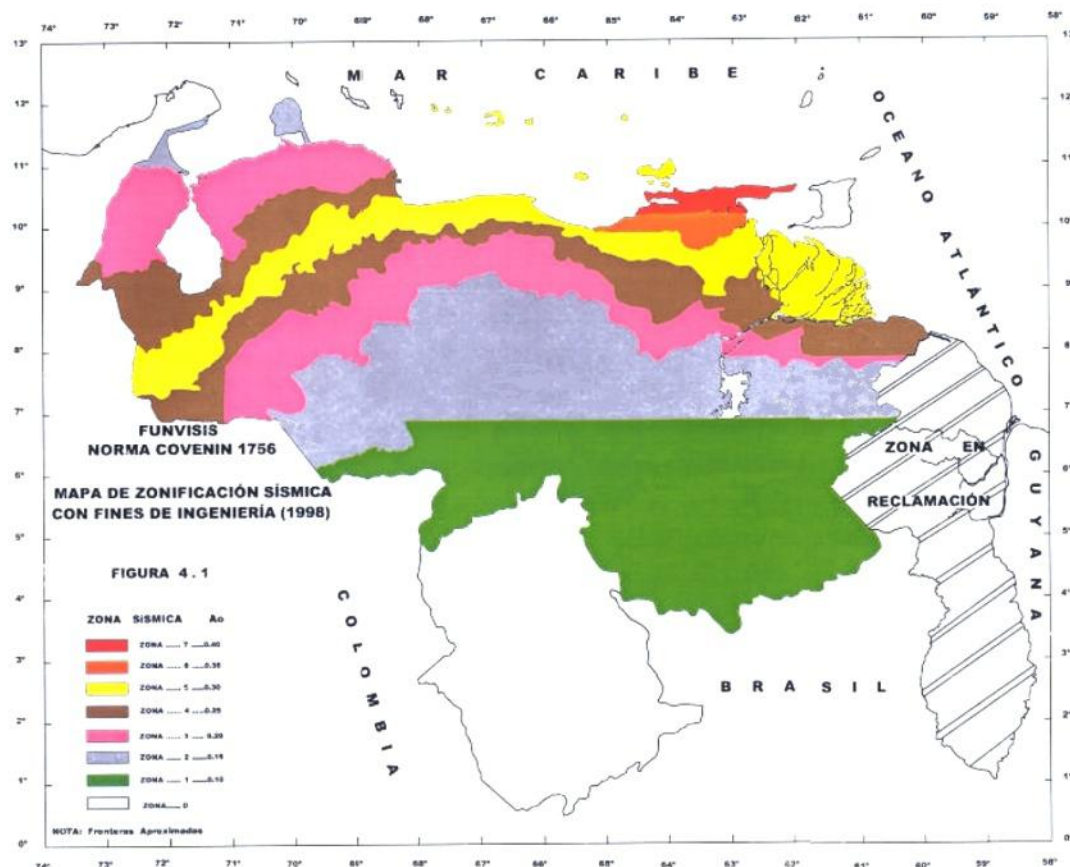


Figura II.20 Mapa de zonificación sísmica de Venezuela.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Por su parte, la norma NCh 433 Of96. mod.2009. establece la Tabla II.4 que contiene los valores del coeficiente de aceleración horizontal de acuerdo a la zona sísmica.

Tabla II.4 Valores de Ao para el territorio chileno.

Fuente: NCh 433 Of96. mod.2009.

Zona Sísmica	Ao
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Conforme a la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, la Tabla II.4 debe ser sustituida en la norma NCh 433 Of96. mod.2009 por la Tabla II.5, que se presenta a continuación:

Tabla II.5 Valor de A_0 y del factor Z de zonificación sísmica para Chile.

Fuente: NCh 433 Of96. mod.2009.

Zona Sísmica	A_0	Z
1	0,20 g	0,50
2	0,30 g	0,75
3	0,40 g	1,00

De igual forma, la norma NCh 433 Of96. mod.2009 divide su territorio en zonas sísmicas de acuerdo a las Figuras II.21, II.22 y II.23.

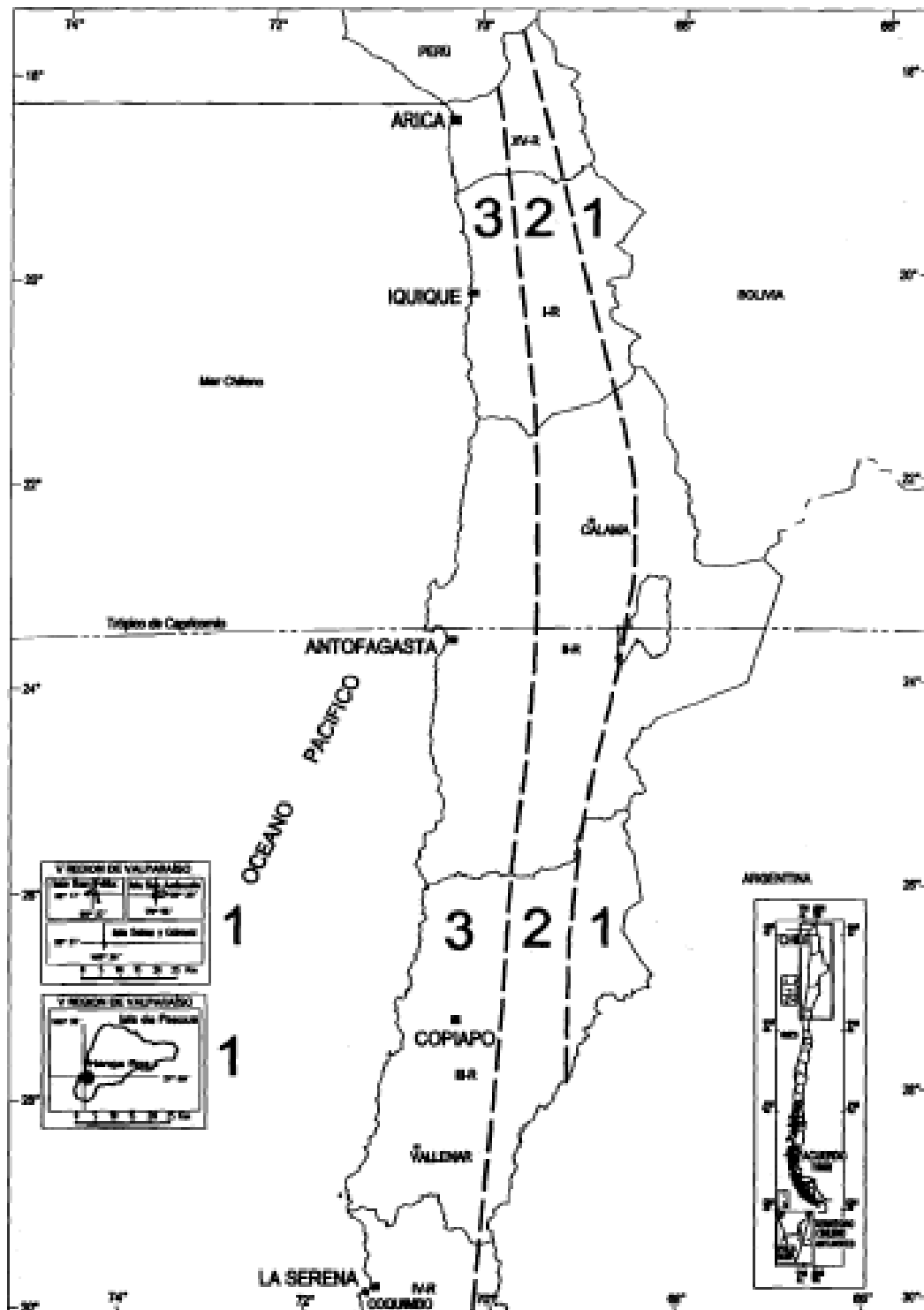


Figura II.21 Mapa de zonificación sísmica de Chile para las Regiones I, II, III y XV.

Fuente: NCh 433 Of96. mod.2009.

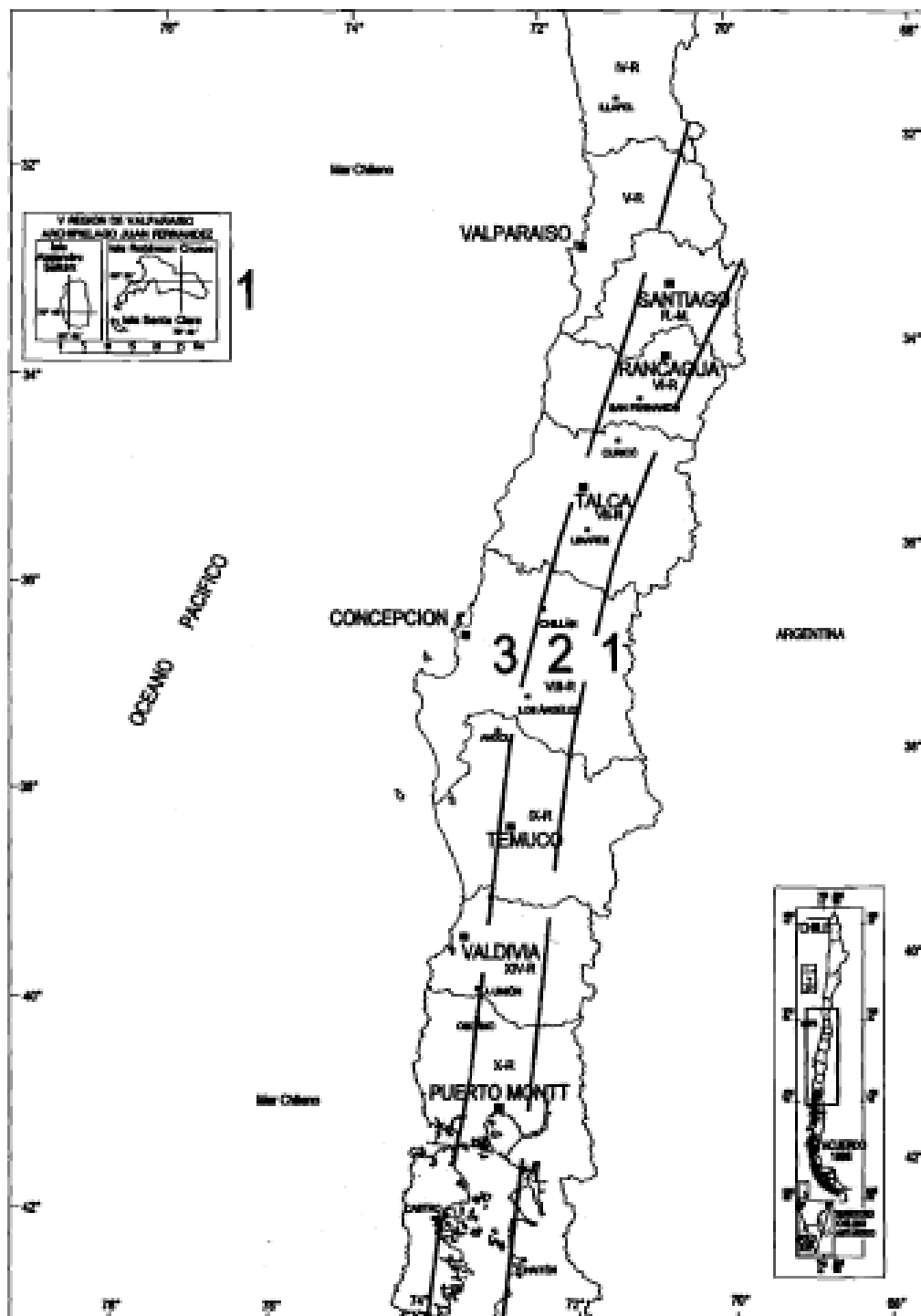


Figura II.22 Mapa de zonificación sísmica de Chile para las Regiones IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XIV Y Región Metropolitana.

Fuente: Fuente: NCh 433 Of96. mod.2009.

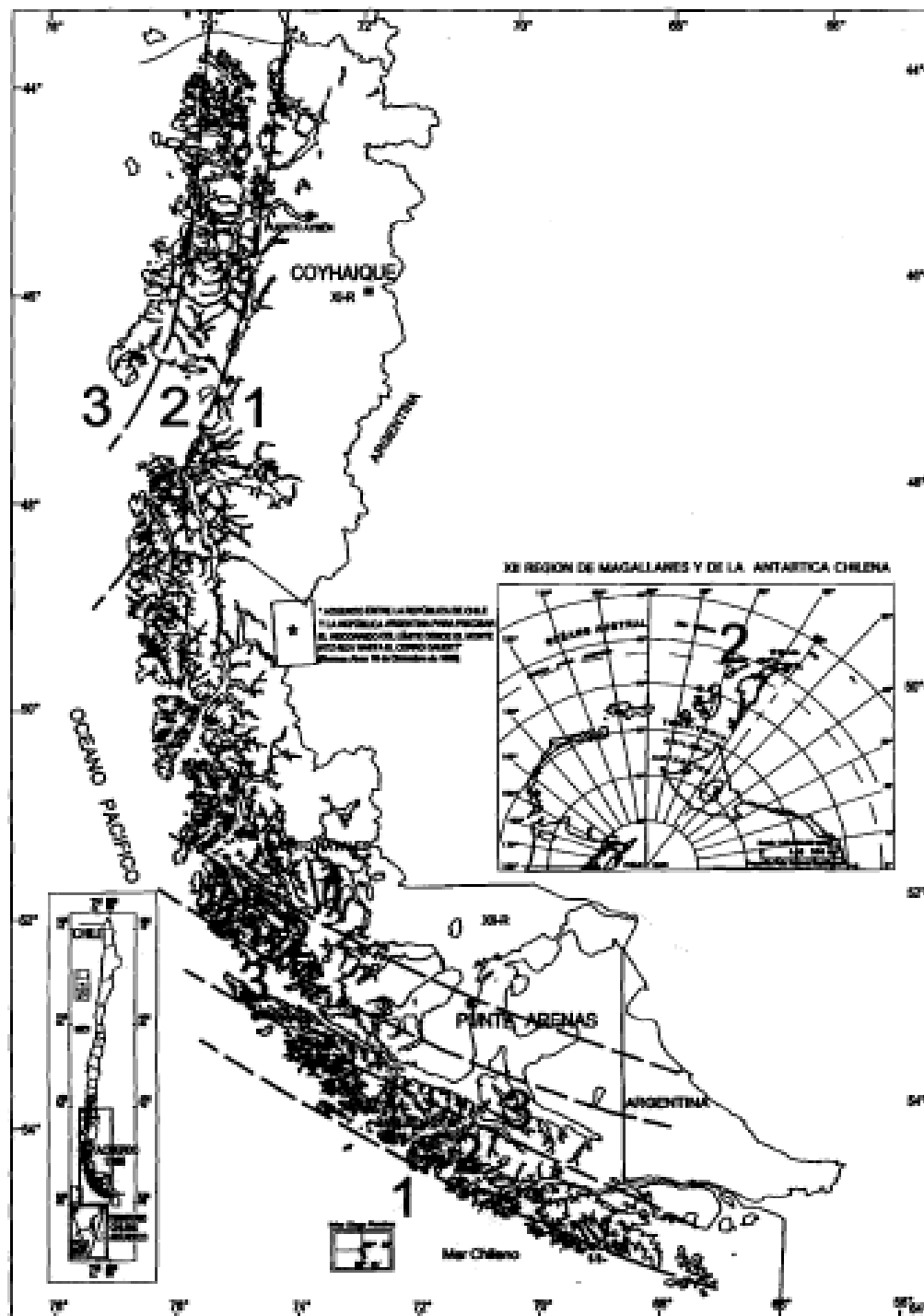


Figura II.23 Mapa de zonificación sísmica de Chile para las Regiones XI y XII.

Fuente: NCh 433 Of96. mod.2009.

2.9.2 Clasificación de las Formas Espectrales Tipificadas y Terrenos de Fundación

El suelo de fundación constituye el soporte de las fundaciones de las estructuras, por este motivo es importante realizar estudios geotécnicos que evalúen sus propiedades y permitan determinar las características estáticas y dinámicas del mismo (Alonso, 2007).

Ante un evento sísmico, el suelo de fundación tendrá un comportamiento que dependerá de diferentes factores entre los cuales se encuentran: su origen, el tipo de material y espesor del estrato de suelo por encima del lecho rocoso, la magnitud y duración del sismo, la distancia a la zona de disipación de energía, entre otros (Alonso, 2007).

Las variaciones del suelo local influyen de manera sustancial en la respuesta que la edificación tiene ante un sismo. De acuerdo con la rigidez del suelo, se puede establecer la rigidez de la estructura con el fin de generar un sistema equilibrado de suelo rígido/estructura flexible o suelo flexible/estructura rígida (Alonso, 2007).

Vale la pena destacar que una forma espectral es la tipificación de las formas de los espectros de respuesta tomando en cuenta las condiciones del terreno (COVENIN 1756-2:2001, C-19). Según la norma COVENIN 1756:2001, la selección de la forma espectral y el factor Φ se hará en función de la Tabla II.6.

Tabla II.6 Forma Espectral y Factor de Corrección ϕ para Venezuela.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a		Zonas Sísmicas 5 a	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	Hi	S2^(c)	0.65	S2	0.70

a) Si $A_o \leq 0.15$ úsese S4

b) El espesor de los estratos blandos o sueltos ($V_s < 170$ m/s) debe ser mayor que 0.1 H.

c) Si $H_1 \geq 0.25 H$ y $A_o \leq 0.20$ úsese S4.

La norma NCh 433 Of96. mod.2009 define los tipos de suelos de fundación de acuerdo a la Tabla II.7.

Tabla II.7 Definición de los Tipos de Suelo de Fundación en Chile.

Fuente: NCh 433 Of96. mod.2009.

Tipo de Suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 Mpa y RQD igual o mayor que 50%.
II	a) Suelos con V_s igual o mayor que 400 m/s en los 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien, b) Grava densa, con peso unitario seco de γ_d igual o mayor que 20 kN/m³, o índice de densidad ID(DR) (densidad relativa) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor Modificado; o bien c) Arena densa, con ID(DR) mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del valor Proctor Modificado; o bien d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado S_u igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple q_u igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras. En todo los casos, las condiciones indicadas se deben cumplir independientemente de la posición del nivel freático y el espesor mínimo del estrato debe ser 20 m. Si el espesor sobre la roca es menor que 20 m, el suelo debe clasificar como tipo I.
III	a) Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55% y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien, b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor del Proctor Modificado; o bien, c) Suelo cohesivo con S_u comprendido entre 0,025 y 0,010 MPa (q_u entre 0,05 y 0,20 MPa) independientemente del nivel freático; o bien, d) Arena Saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa). Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre la roca o sobre el suelo correspondiente al tipo II es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo II.
IV	Suelo cohesivo saturado con S_u igual o menor que 0,025 MPa (q_u igual o menor que 0,050 MPa) Espesor mínimo del estrato: 10 m. Si el espesor del estrato sobre el suelo correspondiente a algunos de los tipos I, II o III es menor que 10 m, el suelo se debe clasificar como tipo III.

La Tabla II.7, anteriormente presentada, debe ser sustituida por lo contenido en la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, estipulado en la Tabla II.8.

Tabla II.8 Definición propuesta de los Tipos de Suelo de Fundación en Chile.

Fuente: Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Suelo Tipo		Vs (m/s)	RQD	qu (Mpa)	N1	Su (Mpa)
I	Roca y suelo cementado	≥ 900	≥ 50%	≥ 10 ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)		
II	Roca blanda o suelo muy denso o firme	≥ 500		≥ 0,40 ($\varepsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
III	Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0,05
IV	Suelo suelto o blando	< 180			≥ 20	
V	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

2.9.3 Clasificación de la Edificación Según el Uso

La Norma COVENIN 1756:2001 clasifica las edificaciones según su uso en los Grupos A, B1, B2 y C, tal como se muestra a continuación:

Grupo A

Edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital en condiciones de emergencia o cuya falla pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas humanas o económicas, tales como, aunque no limitadas a:

- Hospitales: Tipo IV, Tipo III y Tipo II.
- Edificios gubernamentales o municipales de importancia, monumentos y templos de valor excepcional.
- Edificios que contienen objetos de valor excepcional, como ciertos museos y bibliotecas.

- Estaciones de bomberos, de policía o cuarteles.
- Centrales eléctricas, subestaciones de alto voltaje y de telecomunicaciones. Plantas de bombeo.
- Depósitos de materias tóxicas o explosivas y centros que utilicen materiales radioactivos.
- Torres de control; hangares; centros de tráfico aéreo.
- Edificaciones educacionales.
- Edificaciones que puedan poner en peligro alguna de las de este Grupo.

Grupo B1

Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas, permanente o temporalmente, tales como:

- Edificios con capacidad de ocupación de más de 3.000 personas o área techada de más de 20.000 m².
- Centros de salud no incluidos en el Grupo A.
- Edificaciones clasificadas en los Grupos B2 o C que puedan poner en peligro las de este Grupo.

Grupo B2

Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación, que no excedan los límites indicados en el Grupo B1, tales como:

- Viviendas.
- Edificios de apartamentos, de oficinas u hoteles.
- Bancos, restaurantes, cines y teatros.
- Almacenes y depósitos.
- Toda edificación clasificada en el Grupo C, cuyo derrumbe pueda poner en peligro las de este Grupo.

Grupo C

Construcciones no clasificables en los grupos anteriores, ni destinadas a la habitación o al uso público y cuyo derrumbe no pueda causar daños a edificaciones de los tres primeros Grupos. Se podrá obviar la aplicación de esta Norma siempre y cuando se adopten disposiciones constructivas que aseguren su estabilidad ante las acciones sísmicas previstas en el Capítulo 4

Usos Mixtos

Las edificaciones que contengan áreas que pertenezcan a más de un Grupo, serán clasificadas en el Grupo más exigente.

La norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 clasifica las edificaciones de acuerdo al uso en categorías de ocupación establecidas en la Tabla II.9.

Tabla II.9 Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras en Chile.

Fuente: NCh 433. Of.96 mod.2009.

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
Edificios y otras estructuras aisladas o provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las Categorías de Ocupación II, III y IV que representan un bajo riesgo para la vida humana en el caso de falla, incluyendo, pero no exclusivamente: - Instalaciones agrícolas. - Ciertas instalaciones provisorias. - Instalaciones menores de almacenaje.	I
Todos los edificios y otras estructuras destinados a la habitación privada o al uso público que no pertenecen a las Categorías de Ocupación I, III y IV, y edificios u otras estructuras cuya falla puede poner en peligro otras construcciones de las Categorías de Ocupación I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras cuyo contenido es de gran valor, incluyendo, pero no exclusivamente: -bibliotecas; - museos. Edificios y otras estructuras donde existe frecuentemente aglomeración de personas, incluyendo, pero no exclusivamente: -salas destinadas a asambleas para 100 o más personas; - estadios y graderías al aire libre para 2.000 o más personas; - escuelas, parvularios y recintos universitarios; cárceles y lugares de detención; - locales comerciales con una superficie mayor o igual que 500 m² por piso, o de altura mayor que 12 m; - centros comerciales con pasillos cubiertos, con un área total mayor que 3.000 m² sin considerar la superficie de estacionamientos. Edificios y otras estructuras no incluidas en la Categoría de Ocupación IV (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen cantidades suficientes de sustancias peligrosas para el público en caso que se liberen. Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se demuestra satisfactoriamente ante la Autoridad Competente mediante una estimación del riesgo, según NCh3171, que la liberación de la sustancia peligrosa no presenta una amenaza para el público.	III

(continúa)

Tabla II.9 Categoría de ocupación de edificios y otras estructuras en Chile.

Fuente: NCh 433. Of.96 mod.2009.

Naturaleza de la ocupación	Categoría de Ocupación
Edificios y otras estructuras clasificadas como edificios gubernamentales, municipales, de servicios públicos o de utilidad pública, incluyendo, pero no exclusivamente: - cuarteles de policía; - centrales eléctricas y telefónicas; - correos y telégrafos; - radioemisoras; - canales de televisión; plantas de agua potable y de bombeo. Edificios y otras estructuras clasificadas como instalaciones esenciales cuyo uso es de especial importancia en caso de catástrofe, incluyendo, pero no exclusivamente: - hospitales; - postas de primeros auxilios; - cuarteles de bomberos; - garajes para vehículos de emergencia; - estaciones terminales; - refugios de emergencia; - estructuras auxiliares (incluyendo, pero no exclusivamente a, torres de comunicación, estanques de almacenamiento de combustible, estructuras de subestaciones eléctricas, estructuras de soporte de estanques de agua para incendios o para consumo doméstico o para otro material o equipo contra incendios) requeridas para la operación de estructuras con Categoría IV durante una emergencia. - torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo, y hangares para aviones de emergencia. Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no exclusivamente, instalaciones que manufacturan, procesan, manipulan, almacenan, usan o desechan sustancias tales como combustibles peligrosos, productos químicos peligrosos, residuos peligrosos o explosivos) que contienen sustancias peligrosas en cantidades superiores a las establecidas por la Autoridad Competente. Edificios y otras estructuras que contengan sustancias peligrosas deben ser clasificadas como estructuras de la Categoría de Ocupación II si se puede demostrar satisfactoriamente a la Autoridad Competente mediante una estimación de riesgo, como se describe en NCh3171, que una fuga de estas sustancias no representa una amenaza para el público. No se permite esta clasificación reducida si los edificios u otras estructuras también funcionan como instalaciones esenciales o utilidad pública.	IV

Tanto la normativa venezolana como la normativa chilena establecen un factor de importancia que viene dado por el grupo o categoría a la cual pertenece la edificación tal como se muestran en las Tablas II.10 y II.11.

Tabla II.10 Factor de Importancia en las edificaciones de Venezuela.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Grupo	α
A	1,30
B1	1,15
B2	1,00

Tabla II.11 Valor del Coeficiente I en las edificaciones de Chile.

Fuente: NCh 433 Of96. mod.2009.

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

2.9.4 Clasificación Según el Nivel de Diseño

El nivel de diseño es la exigencia de los criterios de dimensionamiento y detallado de la estructura resistente a sismos, tanto de sus miembros como de sus conexiones, con el fin de permitir la deformación inelástica, dotándolos de ductilidad para evitar la ocurrencia de una falla frágil. La norma COVENIN 1756:2001, define el nivel de diseño en función de la zona sísmica y del uso de la estructura, tal como se muestra en la Tabla II.12 y Tabla II.13.

Tabla II.12 Niveles de Diseño (ND) para Venezuela.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Grupo	Zona Sismica		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

(*) Válido para edificaciones de hasta 10 pisos ó 30 m de altura.

(**) Válido para edificaciones de hasta 2 pisos u 8 m de altura.

Tabla II.13 Áreas y/o componentes en los cuales debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de los niveles de diseño ND3.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Tipo de Irregularidades		Áreas o Componentes
Vertical	a.1: Entrepiso blando a.2 Entrepiso débil	Todos los componentes del entrepiso y de los dos entrespisos <u>adyacentes</u>
	a.7: Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales a.9: Columnas cortas	Los componentes donde ocurre la discontinuidad y todos los componentes adyacentes.
En Planta	b.2: Riesgo torsional elevado	Toda la estructura.
	b.4: Diafragma flexible	Todos los componentes que se vinculan al diafragma en referencia.

La norma NCh 433 Of.96 mod.2009 establece los siguientes niveles de diseño para edificaciones de acero estructural y la norma ANSI/AISC 341-05, los define de la siguiente manera:

Sistema de Pórticos:

- a) Marcos corrientes (OMF, *Ordinary moment frames*): son pórticos corrientes a momento diseñados para resistir un mínimo de deformaciones elásticas en sus miembros y conexiones cuando se someten a las fuerzas del sismo de diseño.

- b) Marcos intermedios (IMF, *Intermediate moment frames*): son pórticos intermedios a momento concebidos para soportar deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones en el momento del sismo.
- c) Marcos especiales (SMF, *Special moment frames*): son pórticos especiales a momento creados para soportar importantes deformaciones inelásticas cuando se somete a las fuerzas resultantes de la acción sísmica.
- d) Marco de vigas enrejadas (STMF, *Special truss moment frames*): son pórticos especiales a momento diseñados para permitir, ante la acción sísmica, significativas deformaciones inelásticas dentro de un segmento de la armadura, llamado eslabón, especialmente diseñado para dicho fin, cuando se somete a la acción sísmica.

Muros y Sistemas Arriostrados:

- a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF, *Ordinary concentrically braced frames*): son pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente en los cuales, ante las fuerzas sísmicas, se espera deformaciones inelásticas limitadas en sus miembros y conexiones.
- b) Marcos concéntricos especiales (SCBF, *Special concentrically braced frames*): son pórticos especiales arriostrados concéntricamente diseñados para soportar importantes deformaciones inelásticas ante la acción sísmica.
- c) Marcos excéntricos (EBF, *Eccentrically braced frames*): son pórticos arriostrados excéntricamente diseñado para permitir importantes deformaciones inelásticas. Las diagonales no se

llegan a unir con las vigas en la parte central, puesto que existe un segmento de armadura o eslabón en donde se busca generar las rótulas plásticas para disipar la energía proveniente de la acción sísmica.

2.9.5 Clasificación de la edificación según el sistema estructural resistente a sismos

De acuerdo con la norma venezolana esta clasificación viene dada por cuatro tipos de sistemas estructurales, los cuales son:

Tipo I: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante sus vigas y columnas, tales como los sistemas estructurales constituidos por pórticos. Los ejes de columnas deben mantenerse continuos hasta su fundación.

Tipo II: Estructuras constituidas por combinaciones de los Tipos I y III, teniendo ambos el mismo Nivel de Diseño. Su acción conjunta deber ser capaz de resistir la totalidad de las fuerzas sísmicas. Los pórticos por sí solos deberán estar en capacidad de resistir por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de esas fuerzas.

Tipo III: Estructuras capaces de resistir la totalidad de las acciones sísmicas mediante pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado o de sección mixta acero-concreto, que soportan la totalidad de las cargas permanentes y variables. Los últimos son los sistemas comúnmente llamados de muros. Se considerarán igualmente dentro de este Grupo las combinaciones de los Tipos I y III, cuyos pórticos no sean capaces de resistir por sí solos por lo menos el veinticinco por ciento (25%) de las fuerzas sísmicas totales, respetando en su diseño, el Nivel de Diseño adoptado para toda la estructura. Se distinguen como Tipo IIIa los sistemas conformados por

muros de concreto armado acoplados con dinteles o vigas dúctiles, así como los pórticos de acero con diagonales excéntricas acopladas con eslabones dúctiles.

Tipo IV: Estructuras que no posean diafragmas con la rigidez y resistencia necesarias para distribuir eficazmente las fuerzas sísmicas entre los diversos miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas.

Por su parte, la norma chilena NCh 433 Of.96 mod.2009 distingue tres tipos de sistemas estructurales:

Sistemas de Pórticos: Las acciones gravitacionales y las sísmicas en ambas direcciones de análisis, son resistidas por pórticos

Sistemas de Muros y Otros sistemas Arriostrados: Las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas por muros, o bien, por pórticos arriostrados que resistan las acciones sísmicas mediante elementos que trabajen principalmente por esfuerzo axial.

Sistemas Mixtos: Las cargas gravitacionales y sísmicas son resistidas por una combinación de los sistemas anteriores.

2.9.6 Factor de Reducción de Respuesta

Durante la acción de movimientos sísmicos importantes, la estructura en general, así como sus miembros, pueden incursionar en el dominio inelástico. En este sentido, se establece el factor de reducción de respuesta R , que refleja la absorción y disipación de energía de la estructura resistente, y está asociado directamente a la ductilidad y sobrerresistencia de la estructura (COVENIN 1756-2:2001, C-42).

El factor de reducción de respuesta R , se interpreta como el valor por el cual se divide las ordenadas del espectro elástico para obtener el espectro de diseño, razón por la cual reducen las fuerzas sísmicas elásticas por su valor (COVENIN 1756-2:2001, C-42).

El factor de reducción de respuesta R es el resultado la observación del comportamiento sísmico de diferentes sistemas estructurales incorporando la influencia de los materiales constructivos y el nivel de detallado empleado. A continuación, se muestran los valores de R para ambas normativas (NCh 433 Of.96 mod.2009).

La Norma COVENIN 1756:2001 establece los valores máximos del factor de reducción de respuesta R , de acuerdo a lo establecido en la Tabla II.14.

Tabla II.14 Factores de Reducción de Respuesta (R) venezolanos.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Nivel de Diseño	Estructuras de Concreto Armado				
	Tipo de Estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0	5,0	4,5	5,0	2,0
ND2	4,0	3,5	3,0	3,5	1,5
ND1	2,0	1,75	1,5	2,0	1,25

Nivel de Diseño	Estructuras de Acero				
	Tipo de Estructura				
	I ⁽¹⁾	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0 ⁽²⁾	5,0	4,0	6,0 ⁽³⁾	2,0
ND2	4,5	4,0	-	-	1,5
ND1	2,5	2,25	2,0	-	1,25

(1) Para sistemas con columnas articuladas en su base el valor R será multiplicado por 0.75

(2) En pórticos con vigas de celosía se usará 5.0 limitado a edificios de no más de 30 metros de altura.

(3) En aquellos casos donde la conexión viga colectora-columna sea de tipo PR, según la Norma COVENIN 1618-98, úsese 5.0.

Nivel de Diseño	Estructuras Mixtas Acero-Concreto				
	Tipo de Estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,0	5,0	4,0	6,0 ⁽¹⁾	2,0
ND2	4,0	4,0	-	-	1,5
ND1	2,25	2,50	2,25	-	1,0

Adicionalmente, la norma venezolana establece que para las irregularidades tipificadas como a.4, b.1 y b.2 en el apartado 2.9.7. así como en los sistemas estructurales Tipo I con columnas articuladas en su base, los valores de R serán minorados multiplicando los valores de la Tabla II.14 por 0,75, sin que sean menores que 1,0. En el caso de las irregularidades a.1, a.2, a.7, a.8 y a.9 las solicitaciones obtenidas del análisis serán multiplicadas por 1,3 en todos los elementos del entrepiso donde se localice la irregularidad, y los de los entrepisos inferiores.

Por su parte, la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 establece las siguientes consideraciones con respecto al factor de modificación de la respuesta.

- El factor de modificación de la respuesta R_o (*o* R) se establece en la Tabla II.15. Este factor refleja las características de absorción y disipación de energía de la estructura resistente, así como la experiencia sobre el comportamiento sísmico de los diferentes tipos de estructuraciones y materiales empleados.
- En los edificios que representen pisos con diferentes sistemas o materiales estructurales, las solicitaciones sísmicas se deben determinar con el valor de R_o (*o* R) que corresponda al del subsistema del menor R_o (*o* R) excepto para los casos que se indican explícitamente en la Tabla II.15.
- Si la estructura resistente del edificio contempla sistemas con diferente valor de R_o (*o* R) según distintas direcciones horizontales, el análisis sísmico se debe efectuar con el menor valor de R_o (*o* R).

Tabla II.15 Valores máximos de factores de modificación de respuesta chilenos.

Fuente: NCh 433 Of96. mod2009.

Sistema Estructural	Material Estructural	R	Ro
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos Corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos Intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos Especiales (SMF)	7	11
	d) Marco de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11
Muros y Sistemas Arriostrados	Acero estructural		
	a) Marcos Concéntricos Corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos Concéntricos Especiales (SCBF)	5,5	8
	c) Marcos Excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón Armado	7	11
	Hormigón Armado y albañilería confinada		
	Si se cumple el criterio ^{A2)}	6	9
	Si no se cumple el criterio ^{A2)}	4	4
	Madera	5,5	7
	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar a las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4
	- De ladrillos cerámica tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en los que no se llenan todos los huecos.	3	3
Cualquier tipo de estructura o material que no pueda ser clasificado en alguna de las categorías anteriores ³⁾		2	-
1) Los valores indicados en esta tabla para acero estructural y hormigón armado suponen el cumplimiento en lo establecido en 5.3.3 y 5.3.4 respectivamente. 2) Criterio A: los muros de hormigón armado deben tomar en cada piso, el 50% del esfuerzo de corte del piso, como mínimo. 3) No procede el uso del análisis modal para este tipo de estructura o material. Por lo tanto, no se establece un valor para Ro.			

2.9.7 Clasificación Según Irregularidad de la Estructura

La norma venezolana COVENIN 1756:2001, considera irregular la edificación que en alguna de sus direcciones principales presente algunas de las características siguientes:

a. Irregularidades Verticales

a.1) *Entrepiso blando*: La rigidez lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la del entrepiso superior, ó 0,80 veces el promedio de las rigideces de los tres entrespisos superiores. En el cálculo de las rigideces se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

a.2) *Entrepiso débil*: La resistencia lateral de algún entrepiso, es menor que 0,70 veces la correspondiente resistencia del entrepiso superior, ó 0.80 veces el promedio de las resistencias de los tres entrespisos superiores. En la evaluación de la resistencia de los entrespisos se incluirá la contribución de la tabiquería; en el caso de que su contribución sea mayor para el piso inferior que para los superiores, esta se podrá omitir.

a.3) *Distribución irregular de masas de uno de los pisos contiguos*: Cuando la masa de algún piso exceda 1,3 veces la masa de uno de los pisos contiguos. Se exceptúa la comparación con el último nivel de techo de la edificación. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

a.4) *Aumento de las masas con la elevación*: La distribución de masas de la edificación crece sistemáticamente con la altura. Para esta verificación la masa de los apéndices se añadirá al peso del nivel que los soporte.

a.5) *Variaciones en la geometría del sistema estructural*: La dimensión horizontal del sistema estructural en algún piso excede 1,30 la del piso adyacente. Se excluye el caso del último nivel.

a.6) *Esbeltez excesiva*: El cociente entre la altura de la edificación y la menor dimensión en planta de la estructura a nivel de base exceda a 4.

Igualmente cuando esta situación se presente en alguna porción significativa de la estructura.

a.7) Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales:

De acuerdo con alguno de los siguientes casos:

- i Columnas o muros que no continúan al llegar a un nivel inferior distinto al nivel de base.
- ii El ancho de la columna o muro en un entrepiso presenta una reducción que excede el veinte por ciento (20%) del ancho de la columna o muro en el entrepiso inmediatamente superior en la misma dirección horizontal.
- iii El desalineamiento horizontal del eje de un miembro vertical, muro o columna, entre dos pisos consecutivos, supera $1/3$ de la dimensión horizontal del miembro inferior en la dirección del desalineamiento.

a.8) Falta de conexión entre miembros verticales: Alguno de los miembros verticales, columnas o muros, no está conectado al diafragma de algún nivel.

a.9) Efecto de columna corta. Marcada reducción en la longitud libre de columnas, por efecto de restricciones laterales tales como paredes, u otros elementos no estructurales.

b) Irregularidades en Planta

b.1) Gran excentricidad: En algún nivel la excentricidad entre la línea de acción del cortante en alguna dirección, y el centro de rigidez supera el veinte por ciento (20%) del radio de giro inercial de la planta.

b.2) *Riesgo torsional elevado*: Si en algún un piso se presenta cualquiera de las siguientes situaciones:

- i El radio de giro torsional r_t en alguna dirección es inferior al cincuenta por ciento (50%) del radio de giro inercial r .
- ii La excentricidad entre la línea de acción del cortante y el centro de rigidez de la planta supera el treinta por ciento (30%) del valor del radio de giro torsional r_t en alguna dirección.

b.3) *Sistema no ortogonal*: Cuando una porción importante de los planos del sistema sismorresistente no sean paralelos a los ejes principales de dicho sistema.

b.4) *Diafragma flexible*:

- i Cuando la rigidez en su plano sea menor a la de una losa equivalente de concreto armado de 4 cm de espesor y la relación largo/ancho no sea mayor que 4.5.
- ii Cuando un número significativo de plantas tenga entrantes cuya menor longitud exceda el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión del menor rectángulo que inscribe a la planta, medida paralelamente a la dirección del entrante; o cuando el área de dichos entrantes supere el treinta por ciento (30%) del área del citado rectángulo circunscrito.
- iii Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.
- iv Cuando existan aberturas prominentes adyacentes a planos sismorresistentes importantes o, en general, cuando se carezca de conexiones adecuadas con ellos.
- v Cuando en alguna planta el cociente largo/ancho del menor rectángulo que inscriba a dicha planta sea mayor que 5.

La norma NCh433 Of.96. mod.2009 establece los siguientes respecto a las irregularidades:

- Se debe verificar que los diafragmas tienen la rigidez y la resistencia suficiente para lograr la distribución de las fuerzas inerciales entre los planos o subestructuras verticales resistentes. Si existe duda sobre la rigidez del diafragma, se debe tomar en cuenta su flexibilidad agregando los grados de libertad que sea necesario o introduciendo separaciones estructurales. Del mismo modo, se puede incorporar la rigidez a flexión y corte de los diafragmas si se considera que a través de ellos se produce un acoplamiento que altera los parámetros vibratorios de la estructura y la distribución y magnitud de los esfuerzos sísmicos en los planos o subestructuras verticales resistentes, como es el caso, entre otros, de los vanos cortos de puertas o ventanas y de pasillos de circulación.
- Los edificios de planta irregular (en H, en L, en T, en U, etc) sólo se pueden proyectar como una sola estructura, cuando los diafragmas se calculen y construyan de modo que la obra se comporte durante los sismos como un solo conjunto y teniendo en cuenta lo especificado en el apartado anterior. En caso contrario, cada cuerpo se debe proyectar como una estructura separada.
- Si el edificio de planta irregular se proyecta como una sola estructura, se debe poner especial cuidado en el diseño de las conexiones entre las distintas partes que forman la planta.
- En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas.

2.9.8 Espectros de Respuesta y de Diseño

Las amplitudes de las vibraciones del terreno causadas por la acción de terremotos pueden expresarse en función de la aceleración que las ondas sísmicas producen en su superficie (Alonso, 2007).

La respuesta de un sistema de un grado de libertad ante la acción sísmica, puede evaluarse en función del tiempo para diferentes períodos naturales considerando una razón de amortiguamiento determinada, y luego representar sus valores máximos de respuesta en graficas que reciben el nombre de *Espectros de Respuesta* (COVENIN, 2001).

La obtención de la respuesta sísmica de una estructura se hace modificando el espectro de respuesta, dividiendo sus ordenadas entre el factor de reducción de respuesta (R).

Normativa de Venezuela

Las Fórmulas (2.4), (2.5) y (2.6) son establecidas por la norma COVENIN 1756:2001 para definir al espectro de diseño. Los valores de los períodos T^* para cada tipo de suelo, se muestran en la Tabla II.16.

$$T < T^+ \quad Ad = \frac{\alpha \varphi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+}(\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (2.4)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \quad (2.5)$$

$$T > T^* \quad Ad = \frac{\alpha \varphi \beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (2.6)$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

α = Factor de importancia

A_o = Coeficiente de aceleración horizontal

ϕ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal

β = Factor de magnificación promedio

$T_o = 0.25 T^*$ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante (seg).

T^* = Máximo período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante

$T^+ \geq T_o$ Período característico de variación de respuesta dúctil (seg).

$c = \sqrt[4]{R/\beta}$

R = Factor de reducción de respuesta.

p = Exponente que define la rama descendente del espectro.

Tabla II.16 Valores de T^* , β y p para la construcción de los espectros venezolanos.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Forma Espectral	T^* (seg)	β	p
S1	0,4	2,4	1,0
S2	0,7	2,6	1,0
S3	1,0	2,8	1,0
S4	1,3	3,0	0,8

Caso	T^+ (seg)
$R < 5$	0,1 (R-1)
$R \geq 5$	0,4

⁽¹⁾ $T_o \leq T^+$

El Gráfico II.1 muestra las tres ramas del espectro de respuesta elástico:

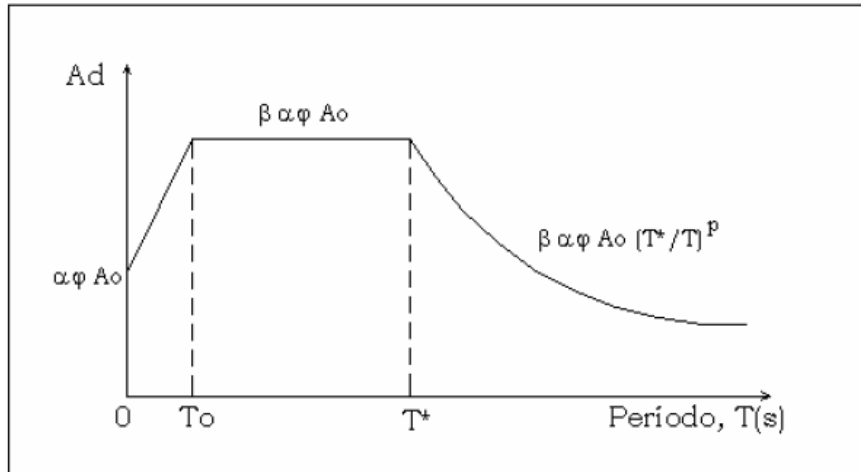


Gráfico II.1 Espectro de Respuesta Elástico ($R=1$) venezolano.

Fuente: Norma COVENIN 1756:2001.

Normativa de Chile

La norma NCh 433 of.96 mod.2009 define el espectro de diseño de acuerdo a la Fórmula (2.7) mostrada a continuación:

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*} \quad (2.7)$$

Donde los valores de I y A_0 se establecen en las Tablas II.11 Y II.4, respectivamente. Los factores α y R^* se definen en las siguientes Fórmulas (2.8) y (2.9), respectivamente.

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o} \right)^3} \quad (2.8)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10 T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (2.9)$$

Donde:

T_n = Períodos de vibración del modo n .

T_o, p = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación (véase *Tabla II.17*).

T^* = Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

R^* = Factor de reducción de la aceleración espectral.

R_o = Valor para la estructura.

Tabla II.17 Valores de los parámetros que dependen del tipo de suelo para Chile.

Fuente: NCh 433. Of.96. mod.2009

Tipo de Suelo	S	T_o	T'	n	p
I	0.90	0.15	0.20	1.00	2.0
II	1.00	0.30	0.35	1.33	1.5
III	1.20	0.75	0.85	1.80	1.0
IV	1.30	1.20	1.35	1.80	1.0

Por su parte la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia sustituye el espectro de diseño suavizado, definido por la Fórmula (2.7) y Tabla II.17, por un espectro de 4 ramas definido por la Fórmula (2.10) como se muestra a continuación:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{\left(\frac{R^*}{I}\right)} \quad (2.10)$$

Donde:

R^* = Factor de reducción de la aceleración espectral (véase *Fórmula 2.9*).

I = Coeficiente cuyo valor se encuentra en la Tabla II.11.

El espectro de pseudo aceleración elástico S_{ae} se debe construir de acuerdo a la definición genérica presentada en el Gráfico II.2 conjuntamente con las Fórmulas (2.11), (2.12) y (2.13) y con los valores indicados en la Tabla II.18 y II.19.

$$T_b \leq T \leq T_c \quad Ad = \alpha_A A \quad (2.11)$$

$$T_c < T < T_d \quad Ad = \frac{2\pi}{T^p} \alpha_V V \quad (2.12)$$

$$T > T_d \quad Ad = \frac{4\pi^2}{T^2} \alpha_D D \quad (2.13)$$

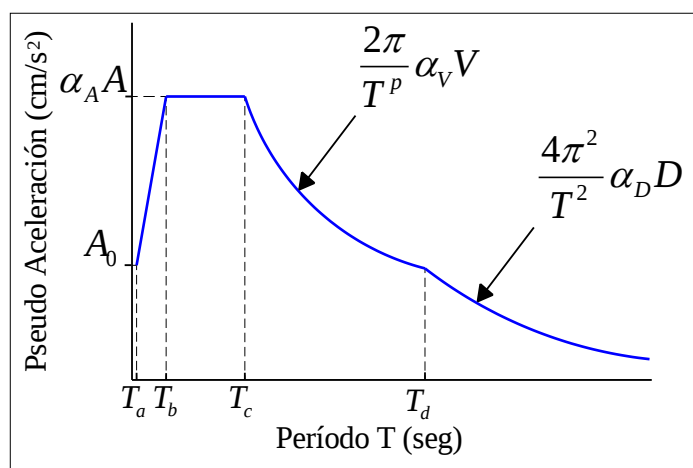


Gráfico II.2 Definición genérica propuesta para el espectro de pseudo aceleración chileno.

Fuente: Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla II.18 Valores propuestos de los parámetros que dependen del tipo de suelo, Chile.

Fuente: Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tipo de Suelo	S	T _o	T'	n
I	0,90	0,15	0,20	0,85
II	1,00	0,30	0,35	0,70
III	1,20	0,75	0,85	0,80

Tabla II.19 Valores propuestos de los parámetros que definen el espectro de pseudo aceleraciones elásticas para Chile.

Fuente: Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tipo de Suelo	T _a seg	T _b seg	T _c seg	T _d seg	α _A A	A _B B	α _D D	ρ
I	0	0,13	0,22	2,53	1087 Z	51,5 Z	25,0 Z	0,8
II	0	0,20	0,32	2,02	1099 Z	88,0 Z	37,5 Z	0,6
III	0	0,37	0,68	1,75	1142 Z	144,0 Z	50,0 Z	0,6

El periodo del suelo está entre T_b y T_c

2.9.9 Efectos P-Δ

La norma venezolana establece que se tomarán en cuenta los Efectos P-Δ cuando en cualquier nivel el coeficiente de estabilidad θ_i , dado en la Fórmula (2.14) exceda el valor 0.08.

$$\theta_i = \frac{\delta_{ei} \sum_{j=1}^N W_j}{V_i(h_i - h_{i-1})} \quad (2.14)$$

Donde:

δ_{ei} = Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, en sus correspondientes centros de masa.

W_j = Peso del nivel j de la edificación.

V_i = Cortante de diseño en el nivel i.

h_i = Altura del nivel i.

La estructura deberá ser redimensionada cuando en algún nivel, el valor θ_i exceda $\theta_{m\acute{a}x}$ dado por la fórmula (2.15).

$$\theta_{m\acute{a}x} = 0.625/R \leq 0,25 \quad (2.15)$$

2.9.10 Métodos de Análisis Estructural de Edificaciones

Los procedimientos de análisis estructural presentados en ambas normas suponen válido incorporar los efectos inelásticos en el análisis lineal del sistema resistente a sismos. Básicamente los métodos de análisis son de dos tipos:

Método de Análisis Estático: permite conocer las fuerzas laterales aplicada a cada nivel de la estructura como consecuencia de la acción sísmica. Este método se aplica conjuntamente con el análisis por torsión, que permite

estimar los momentos torsionales, producto de las excentricidades accidentales y las fuerzas estáticas actuantes de cada nivel (NCh 433, 1996).

Método de Análisis Dinámico: permite calcular la respuesta elástica de la estructura ante las acciones sísmicas mediante la superposición de las respuestas individuales en cada uno de sus modos naturales de vibración.

En este sentido la norma COVENIN 1756:2001 establece que cada edificación deberá ser analizada tomando en consideración los elementos traslacionales y torsionales, por cada uno de los métodos descritos a continuación, organizados por orden creciente de refinamiento.

- *Análisis Estático:* Los métodos traslacionales se determinan con el Método Estático Equivalente y los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.
- *Análisis Dinámico Plano:* Los efectos traslacionales se determinan según el método de superposición modal de un grado de libertad por nivel y los efectos torsionales se determinan con el Método de la Torsión Estática Equivalente.
- *Análisis Dinámico Espacial:* los efectos traslacionales y los efectos torsionales se determinan según el Método de Superposición Modal con tres Grados de Libertad por Nivel.
- *Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Flexible:* los Efectos traslacionales y torsionales se determinan según lo indicado, considerando la flexibilidad del diafragma.
- *Otros Métodos de Análisis:* Se presenta un método alternativo, en el caso de estructuras no tipificadas en esta norma. Se presenta también un procedimiento de análisis estático inelástico que puede ser utilizado opcionalmente en conjunto con los métodos de análisis descritos previamente.

La norma NCh 433 Of.96 mod.2009 establece los siguientes métodos para el análisis estructural:

- *Análisis Estático*: los efectos traslacionales se calculan según el método de análisis estático y los efectos torsionales de acuerdo al análisis por torsión accidental.
- *Análisis Modal Espectral*: los desplazamientos y rotaciones de la estructura se deben calcular para cada una de las direcciones de acción sísmica, superponiendo las contribuciones de cada uno de los modos de vibrar.

La norma COVENIN 1756:2001 establece que los métodos de análisis deben ser aplicados de acuerdo a unos requerimientos mínimos para las edificaciones regulares y las irregulares, según la clasificación del apartado 2.9.7.

Tabla II.20 Selección del método de análisis para edificios de estructura regular venezolanos.

Altura de la Edificación	Requerimiento Mínimo
No excede 10 pisos ni 30 metros	Análisis Estático
No excede 10 pisos ó 30 metros	Análisis Dinámico Plano

Tabla II.21 Selección del método de análisis para edificios de estructura irregular venezolanos.

Tipo de Irregularidad		Requerimiento Mínimo
Vertical	a.1; a.2; a.4; a.7; a.8	Análisis Dinámico Espacial
	a.3; a.5; a.6	Análisis Dinámico Plano
En Planta	b.1; b.2; b.3	Análisis Dinámico Espacial
	b.4	Análisis Dinámico Espacial con Diafragma Flexible

Por su parte, la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 establece que el método de análisis estático solo se puede usar en el análisis sísmico de las siguientes estructuras resistentes:

- a) Todas las estructuras de las categorías I y II ubicadas en la zona sísmica 1 de la zonificación indicada.
- b) Todas las estructuras de no más de 5 pisos y de altura no mayor que 20 metros.

2.9.10.1 Análisis Estático

Asimismo, establece que la fuerza de cortante basal V_o , en cada dirección de análisis, se determinará de acuerdo con la Fórmula (2.16), (2.17) y (2.18).

$$V_o = \mu A_d W \quad (2.16)$$

Donde:

A_d = Ordenada del espectro de diseño, para todo T.

W = Peso total de la edificación por encima del nivel base.

μ = Mayor de los valores dados por:

$$\mu = 1,4 \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad (2.17)$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (2.18)$$

Donde:

N = Número de niveles.

T = Período fundamental.

T^* = Período dado en la Tabla II.16.

El valor del coeficiente sísmico V_o/W no será menor de $(\alpha A_o/R)$ donde:

α = Factor de Importancia.

A_o = coeficiente de la aceleración horizontal para cada zona.

R = Factor de reducción de respuesta.

El período fundamental T se calculará de acuerdo a las Fórmulas (2.19) y (2.20) mostradas a continuación:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N W_i (\delta_{ei})^2}{g \sum_{i=1}^N Q_i \delta_{ei}}} \quad (2.19)$$

$$Q_i = W \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_j h_j} \quad (2.20)$$

Donde:

Q_i = Fuerza lateral aplicada en el centro de masas del nivel i del edificio

W = Peso total de la edificación.

W_i = Peso del nivel i

h_j = altura del nivel medida desde la base.

δ_{ei} = Desplazamiento elástico lateral del nivel i , bajo la acción de las cargas laterales Q_i .

N = Número de niveles de la edificación.

g = Aceleración de gravedad.

Como alternativa al método anteriormente descrito podrá tomarse igual al período estimado T_a , obtenido a partir de las expresiones (2.21) y (2.22).

Para Edificaciones Tipo I:

$$T_a = C_t h_n^{0,75} \quad (2.21)$$

Donde:

$C_t = 0,07$ para edificios de concreto armado o mixto de acero-concreto.

$C_t = 0,08$ para edificios de acero.

h_n = Altura de la edificación medida desde el último nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.

Para Edificaciones Tipo II, III y IV:

$$T_a = 0,05 h_n^{0,75} \quad (2.22)$$

La Norma NCh 433 Of.96 Mod.2009 establece el esfuerzo de corte basal de acuerdo con la Fórmula (2.23)

$$Q_o = C I P \quad (2.23)$$

Donde:

C = Coeficiente sísmico.

I = Coeficiente relativo al edificio (véase *Tabla II.11*).

P = Peso total de la edificación sobre el nivel basal.

El coeficiente sísmico C , se obtiene de Fórmula (2.24):

$$C = \frac{2,75 A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (2.24)$$

Donde:

T', n = parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

A_o = coeficiente de la aceleración horizontal.

R = Factor de reducción.

T^* = período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

En ningún caso el valor de C será menor que $A_o/6g$. Asimismo, el valor de C no necesita ser mayor que el indicado en la *Tabla II.22*.

Tabla II.22 Valores máximos del coeficiente sísmico C para Chile.

Fuente: NCh 433 Of.96. mod.2009.

R	C _{max}
2	0,90 S A _o / g
3	0,60 S A _o / g
4	0,55 S A _o / g
5,5	0,40 S A _o / g
6	0,35 S A _o / g
7	0,35 S A _o / g

En el caso de edificios estructurados para resistir las solicitaciones sísmicas mediante muros de hormigón armado, o una combinación formada por muros y pórticos de hormigón armado y paños de albañilería confinada, el valor máximo del coeficiente sísmico se puede reducir multiplicándolo por el factor f determinado por la Fórmula (2.25) que se muestra a continuación:

$$f = 1,25 - 0,5 q \quad (0,5 \leq q \leq 1,0) \quad (2.25)$$

Donde q es el menor de los valores obtenidos por el cálculo del cociente del esfuerzo de corte tomado por los muros de hormigón armado dividido por el esfuerzo de corte total en cada uno de los niveles de la mitad inferior del edificio, en cada dirección de análisis.

La norma COVENIN 1756:2001 establece que para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño de cada nivel y para cada dirección de análisis se obtendrán al distribuir verticalmente la fuerza cortante basal V_o , de acuerdo con la Fórmula (2.26).

$$V_o = F_t + \sum_{i=1}^N F_i \quad (2.26)$$

Donde F_i es la fuerza lateral concentrada en el nivel N y se encuentra acotada en los límites $0,04 V_o \leq F_t \leq 0,10 V_o$. Las fuerzas F_i y F_t serán aplicadas

en el centro de masas del respectivo nivel. Serán calculadas de acuerdo a las Fórmulas (2.27) y (2.28).

$$F_t = \left(0,06 \frac{T}{T^*} - 0,02\right) V_o \quad (2.27)$$

$$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^N W_j \cdot h_j} \quad (2.28)$$

F_i = Fuerza lateral correspondiente al nivel i.

W_j = Peso del nivel j de la edificación.

h_j = Altura medida desde la base hasta el nivel j de la edificación.

Por su parte, la norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 establece que para estructuras de no más de 5 pisos las fuerzas sísmicas horizontales se pueden calcular con las Fórmulas (2.29) y (2.30).

$$F_k = \frac{A_k \cdot P_k}{\sum_{j=1}^N A_j \cdot P_j} \cdot Q_o \quad (2.29)$$

$$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{h}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{h}} \quad (2.30)$$

2.9.10.2 Análisis Dinámico

De acuerdo a la normativa venezolana, en cada dirección el corte basal V_o obtenido a partir del análisis dinámico, deberá compararse con el valor de $\bar{V}_o$ obtenido de acuerdo al análisis estático estimando un período igual a $T = 1,6Ta$. Cuando V_o sea menor que $\bar{V}_o$ los valores para el diseño deberán multiplicarse por $\bar{V}_o / V_o$.

La norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 establece las siguientes limitaciones del esfuerzo de cortante basal:

- Si la componente del esfuerzo de corte basal en la dirección de la acción sísmica resulta menor que $I A_o P / 6g$, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que el esfuerzo de corte alcance el valor señalado como mínimo.
- La componente del esfuerzo del corte basal en la dirección de la acción sísmica no necesita ser mayor que $I C_{max} P$. En caso que dicha componente sea mayor que la cantidad anterior, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor de $I C_{max} P$.

2.9.11 Control de Desplazamientos

La norma COVENIN 1756:2001 establece lo siguiente:

Desplazamientos Laterales Totales

El desplazamiento total Δ_i del nivel i se calculará con la Fórmula (2.31).

$$\Delta_i = 0,8 R \Delta_{ei} \quad (2.31)$$

Donde:

R = Factor de reducción de respuesta

Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, incluyendo: los efectos traslacionales, de torsión en planta y $P - \Delta$.

Se denomina deriva δ_i a la diferencia de los desplazamientos laterales totales entre dos niveles consecutivos y se muestra en la Fórmula (2.32).

$$\delta i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (2.32)$$

Valores Límites

El cociente que sigue (véase *Fórmula 2.33*) no excederá en ningún nivel los valores dados en la Tabla II.23, cuyo cumplimiento se hará en cada línea resistente o en los puntos más alejados del centro de rigidez, donde $(h_i - h_{i-1})$ es igual a la separación entre pisos o niveles consecutivos

$$\frac{\delta i}{(h_i - h_{i-1})} \quad (2.33)$$

Tabla II.23 Valores límites de $\delta / (h_i - h_{i-1})$ para Venezuela.

Fuente: Norma Covenin 1756:2001.

Tipo y disposición de los elementos no estructurales	Edificaciones		
	Grupo A	Grupo B1	Grupo B2
Suceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,012	0,015	0,018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0,016	0,020	0,024

La norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 establece las siguientes consideraciones en cuanto a las deformaciones sísmicas:

- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.
- El desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0,001 h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, en que h es la altura de entrepiso.
- En pisos sin diafragma rígido, el valor máximo del desplazamiento transversal de entrepiso de las cadenas, producido por solicitaciones que actúan perpendicularmente al plano del muro sobre el que se ubica la

cadena, debe ser igual o menor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002.

La Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, adiciona lo siguiente:

- En estructuras de concreto armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo δu se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento δ_{de} para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, multiplicada por un factor igual a 1,3 tal como se muestra en la Fórmula (2.34).

$$\delta u = 1,3 \delta_{de} (T_{ag}) \quad (2.34)$$

Donde T_{ag} es el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón en la rigidez elástica inicial. Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos.

- El espectro elástico de desplazamientos de acuerdo a la Fórmula (2.35).

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T) \quad (2.35)$$

Donde:

S_{de} = espectro de desplazamiento elástico (cm);

S_{ae} = espectro de pseudo aceleración elástico (cm/seg²);

T = períodos considerados del sistema estructural (seg);

δu = desplazamiento lateral de diseño en el techo (cm).

2.10 Antecedentes

A continuación se presentan varios trabajos desarrollados dentro de la línea de investigación que busca comparar las normativas para el diseño sismorresistente de edificaciones.

Los bachilleres Miren Bilbao y María Eugenia Urreiztieta, estudiantes de pregrado de la Universidad Central de Venezuela, desarrollaron en el año 2000 el Trabajo Especial de Grado titulado *“Estudio Comparativo de la Norma 1756-98 y 1756-82 Para Edificaciones Antisísmicas (2000)”*.

Este trabajo tuvo como objetivo establecer las diferencias de los articulados de las Norma 1756:1998 y la Norma 1756:1982, así como también el análisis y diseño de tres edificaciones de diferentes alturas de concreto armado donde se estudiaron los siguientes parámetros: aceleración espectral, corte basal, deriva máxima, carga axial máxima sobre las fundaciones y acero máximo en los apoyos de las vigas. Los resultados que arrojó esta investigación es que, en términos generales, la aplicación de la nueva norma genera aumentos entre 20% y 250% en todas las variables estudiadas, a excepción de aquellas edificaciones ubicadas en la zona sísmica 1.

En la Universidad de Carabobo, los ingenieros Freddy Lanza, Scarlet Puentes y Fernando Villalobos, en el año 2003, desarrollaron el trabajo titulado *“Estudio Comparativo de la Norma Sismorresistente Venezolana Actual con Códigos Sísmicos de Otros Países”* en el cual se evaluó el nivel de exigencia de la norma sismorresistente COVENIN 1756:1988 (Rev.-2001), respecto a las normas sísmicas de Chile (*NCh 433 Of.93*), Japón (*“Reglamento normativo de construcción 1987”*), México (*“Normas técnicas complementarias para diseño por sismo 1987”*) y Estados Unidos (*UBC-1997*) ya que, estos países están ubicados en zonas de alto índice de sismicidad.

En este trabajo se realizó la comparación cualitativa de parámetros como zonificación sísmica, forma espectral, clasificación de las edificaciones según su importancia, clasificación de la estructura según el sistema estructural, factor de reducción de respuesta, clasificación de las edificaciones según la regularidad estructural, espectro de diseño, entre otros, y la comparación cuantitativa, evaluando la respuesta espectral, el factor de reducción de respuesta y por último el corte basal de una edificación de concreto armado para las diferentes normativas.

Una de las conclusiones que se obtuvo con esta investigación es que la norma Venezolana considera la mayor porción de sobrecarga de uso para edificaciones del Grupo A, en comparación con el resto de las normas. Por otra parte, la norma chilena resultó ser la más exigente en cuanto a la escogencia de métodos de análisis a emplear. En cuanto a los factores de reducción de respuesta, la norma estadounidense (UBC) y la norma chilena reducen más la respuesta espectral que la norma venezolana en 42% y un 76%, respectivamente. Finalmente después de la normativa de Japón, Venezuela presenta la mayor magnitud de corte basal.

El ingeniero Roberto Aguiar Falconi, Director del Centro de Investigaciones Científicas de la Universidad Politécnica del Ejército en Quito, Ecuador, en el año 2003, presenta su libro *“Análisis Sísmico por Desempeño”*. Específicamente, en el Capítulo 8 titulado *“Espectros Sísmicos de Riesgo Uniforme para Verificar Desempeño Estructural en Países Sudamericanos”*, se presenta una propuesta para obtener las formas espectrales para los sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro, (denominados así por el Comité VISIÓN 2000), para las normas de Venezuela (COVENIN 1756:98), Colombia (NSR-98), Ecuador (Código Ecuatoriano de Construcción CEC-2000), Perú (E030 1997), Chile (NCh433 Of.96) y Argentina (IMPRES-CIRSOC 1982).

Como resultado de esta investigación, el ingeniero Aguiar propone los espectros para el sismo frecuente con 50% de probabilidad de excedencia en 30 años; el sismo ocasional con 50% de probabilidad de excedencia en 50 años; y el sismo muy raro con 10% de probabilidad de excedencia en 100 años.

Nuevamente el Ing. Aguiar, en el año 2007, presenta su libro *“Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas en Edificios de Hormigón Armado sin Muros de Corte”*, cuyo Capítulo I titulado *“Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas”*, presenta un estudio de las normativas para el diseño sísmico de edificios de Venezuela (COVENIN 1756-98), Colombia (NSR-98), Ecuador (CEC-2000), Perú (E030) y Chile (NCh433 Of.96) enfocándose principalmente en el factor de reducción de respuesta sísmica R para estructuras aporticadas, las derivas máximas de piso permitidas y la forma como se obtiene la deriva de piso.

De este estudio se desprende que los valores máximos permisibles de derivas elásticas son menores que los valores máximos permisibles de derivas inelásticas. Por otra parte, se determinó que a mayores valores de R , la deriva elástica es menor a excepción de Ecuador en donde se encontró que no hay consistencia entre la deriva máxima permisible y el valor de R asignado.

CAPÍTULO III

MÉTODO

Este trabajo especial de grado se abordó de acuerdo a una investigación descriptiva, que permitió caracterizar las variables para el diseño sismorresistente de edificaciones de forma independiente. Asimismo, la investigación fue documental ya que, se basó en la obtención y análisis de datos provenientes de materiales impresos u otros tipos de documentos.

En este sentido, la comparación entre la norma venezolana COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes”, la norma sísmica chilena oficial NCh433.Of96 mod.2009 “Diseño Sísmico de Edificios” y su Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Para el Diseño Sísmico de Edificios, se realizó de acuerdo a las siguientes etapas.

I. Comparación de forma

I.1 Revisión de cada una de las normas.

I.2 Determinación de las semejanzas y diferencias en cuanto a la organización de las normas.

I.3 Determinación de las semejanzas y diferencias con respecto a la manera en que están redactadas dichas normas.

I.4 Identificación de las modificaciones realizadas en la norma NCh 433 of.1996 mod.2009. Para ello se ubicaron los artículos que fueron modificados en esta norma en relación con los incluidos en su Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Para el Diseño Sísmico de Edificios.

I.5 Identificación de la nomenclatura contemplada en dichas normas.

I.6 Establecimiento de correspondencias entre la nomenclatura de ambas normas. Esto se estableció de acuerdo a una tabla en donde se detalló la nomenclatura de las normas, verificando las similitudes y diferencias entre las mismas.

II. Comparación de fondo

II.1 Caracterización de las diferencias propias de Venezuela y Chile en cuanto al diseño sísmico de edificaciones. Esto se realizó de acuerdo a las siguientes actividades:

II.1.1 Revisión bibliográfica.

II.1.2 Compilación de información en cuanto a la actividad sísmica de ambos países.

II.1.3 Realización de una tabla que resuma las causas de la actividad sísmica en ambas regiones.

II.1.4 Creación de una tabla comparativa entre las características de la actividad sísmica predominante en cada región.

II.1.5 Elaboración de una tabla comparativa entre la zonificación sísmica contemplada en ambas normas.

II.2 Establecimiento de semejanzas y diferencias entre los parámetros de diseño. Esto se llevó a cabo de acuerdo al siguiente procedimiento:

II.2.1 Establecimiento de la correspondencia entre la clasificación de la edificación según el uso contemplado en ambas normas. Esto se ejecutó por medio de una tabla en donde se puede observar la similitud entre ambas clasificaciones.

II.2.2 Comparación de los factores de importancia incorporados en ambas normativas. Para lograr esto se realizó una tabla comparativa en donde se muestran las diferencias porcentuales entre estos factores.

II.2.3 Detección de similitudes y diferencias en cuanto a los niveles de diseño presentados en ambas normas. Para esto se determinaron las correspondencias en cuanto a los niveles de diseño y finalmente se presentaron en tablas.

II.2.4 Establecimiento de correspondencias entre la clasificación de la edificación según el sistema estructural resistente a sismos, incorporado en ambas normativas. Esto se llevó a cabo por medio de una tabla que permite visualizar de manera sencilla dicha correspondencia.

II.2.5 Comparación de los factores de reducción de respuesta máximos venezolanos con respecto a los chilenos, de acuerdo a tablas que presentan las diferencias porcentuales entre estos valores.

II.2.6 Detección de semejanzas y diferencias en cuanto a las irregularidades estructurales contemplado en ambas normas. Esto se precisó al determinar la manera en que ambas normativas abordan este tema.

II.2.7 Establecimiento de similitudes y diferencias en cuanto a los terrenos de fundación presentados en ambas normas. Esto se logró al detectar la manera en que ambas normativas desarrollan este tema.

II.2.8 Comparación de los espectros de respuesta incorporados en ambas normativas. Éste estudio se realizó graficando cada forma espectral venezolana junto con los espectros para todos los tipos de suelos incorporados en la normativa chilena. Finalmente, se observó a cuáles formas espectrales

venezolanas corresponde el espectro chileno y así se obtuvieron las correspondencias adecuadas.

II.2.9 Detección de similitudes y diferencias en cuanto a los espectros de diseño presentados en ambas normas. Esto se llevó a cabo por medio de una tabla que presenta las diferencias principales entre los espectros de diseño.

II.2.10 Comparación de los métodos de análisis estructural contemplados en ambas normativas. En este punto se detallaron los requerimientos para la aplicación de los diferentes métodos.

II.2.11 Comparación de los desplazamientos máximos permitidos en ambas normativas. Para esto se realizó una tabla de diferencias porcentuales entre dichos valores.

CAPÍTULO IV

COMPARACIÓN DE LAS NORMATIVAS SÍSMICAS.

4.1 Comparación de Forma

Las normas para el diseño sismorresistente de edificaciones, COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod.2009, se fundamentan en los criterios que han sido aceptados y tomados por diferentes normas sísmicas en el mundo, con las respectivas diferencias asociadas a cada país. Sin embargo, la forma en la que se organizan ambos documentos normativos es notoriamente diferente.

A continuación, se presentan las principales diferencias en cuanto a la organización de ambos documentos:

1. La Extensión del Documento

Una diferencia a simple vista es el número de páginas de ambas normas. En este sentido, la norma venezolana es de mayor extensión que la norma chilena ya que esta última es más concisa en la manera de presentar la información.

2. El Número de Textos

La norma chilena presenta un solo texto de articulado que contiene puntualmente los aspectos a desarrollar a diferencia de la norma venezolana que presenta una norma con dos textos del mismo nombre, uno de articulado y otro de comentarios, en el cual se explica en detalle cualquier punto o criterio que pueda quedar poco claro en el texto de articulado, así como las consideraciones tomadas en cuenta durante la formulación de la norma.

1. Guía para la aplicación de la norma

Como se dijo anteriormente, la norma venezolana es más extensa que la norma chilena ya que está orientada a explicar más que lo estrictamente necesario en términos normativos. En este sentido, el Capítulo 3 “*Guía de Aplicación y Fundamentos Básicos*” explica brevemente los pasos a seguir para la correcta aplicación de la norma venezolana mientras que la norma chilena, por ser concisa, prescinde de un capítulo en particular que explique cómo aplicar los criterios normativos estipulados en ella.

2. Alcance Normativo

La norma venezolana presenta en su Capítulo 12 los requerimientos para la evaluación, adecuación y reparación de las “Edificaciones Existentes”, mientras que la norma chilena, establece el anexo A, asociado al daño sísmico y la recuperación estructural de estructuras existente, sin embargo se aclara en el preámbulo de dicha norma que estas consideraciones no forman parte de la misma, sino que sólo se insertan a título informativo. De igual forma, la norma chilena prescinde de un capítulo que abarque la instrumentación sísmica, a diferencia de la norma venezolana que si lo presenta.

Por otra parte, también existen semejanzas de forma entre ambas normativas las cuales se presentan a continuación.

1. Separación de los temas

Ambas normativas separan los temas de acuerdo a capítulos, la norma venezolana lo hace de forma explícita a través once (11) capítulos en total y la norma chilena presenta ocho (8) capítulos de manera implícita enumerando cláusulas de forma continua a lo largo del texto normativo.

2. Definiciones y Notación o Nomenclatura.

Ambas normativas presentan dos apartados que contienen las definiciones de términos empleados, los cuales pueden tener diferentes acepciones en otras normativas, así como también un listado de los símbolos y notaciones empleadas.

Por otra parte, la Propuesta de Norma Técnica, por tratarse de un Reglamento Técnico, es de corta extensión y está organizada de acuerdo a dieciocho (18) artículos que contienen cláusulas, simbología, figuras y/o tablas que reemplazan puntualmente a otras de la norma NCh 433Of.1996, mod. 2009.

4.2 Tabla de Nomenclatura

El análisis de las diferencias y semejanzas existentes en la nomenclatura de la norma COVENIN 1756:2001, la norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 y la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia se desarrolla a través de la Tabla IV.1.

Es importante destacar que fueron omitidos aquellos términos a los cuales no se les encontró correspondencia directa, al nivel de análisis procurado en este trabajo.

Tabla IV.1 Nomenclatura de los términos contemplados en las normativas Venezolana y Chilena.

Tabla de Nomenclatura			
Término		Norma COVENIN 1756:2001	NCh 433 Of.96 mod.2009 y Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.
1	Ordenada del espectro de Diseño expresada como fracción de la aceleración de gravedad	A_d	S_a
2	Coefficiente de la aceleración horizontal	A_0	A_0
3	Factor de ponderación para el peso asociado al nivel k	-	A_k
4	Ancho de la planta en la dirección normal a la dirección analizada	B_i	b_{ix}
5	Coefficiente sísmico	C	C
6	Adhesión entre el terreno y la fundación.	c	-
7	Coefficiente sísmico de elementos o partes de la estructura	C_p	C_p
8	Efectos debido a cargas permanentes	CP	D
9	Efectos debido a cargas variables	CV	L
10	Profundidad del nivel freático.	-	D_w
11	Efecto debido al empuje del suelo u otro material bajo las condiciones dinámicas.	ED	H
12	Factor de reducción aplicable a la determinación del coeficiente sísmico máximo.	-	f
13	Fuerza sísmica lateral en el nivel i y k , respectivamente.	F_i	F_k
14	Fuerzas debida a la acción sísmica sobre elementos o partes estructurales.	F_p	F
15	Fuerza lateral concentrada en el último nivel considerado	F_t	-
16	Aceleración de gravedad igual a 9.81 m/seg^2 .	g	g
17	Altura total del edificio sobre el nivel basal. Altura de entrepiso.	h	h
18	Altura del muro en contacto con el suelo.	-	h_m
19	Factor de desempeño asociado al comportamiento sísmico de elementos secundarios.	-	K_d
20	Factor de amplificación dinámica para el diseño de elementos secundarios.	-	K_p
21	Momento actuante asociado a la estabilidad de volcamiento de muros.	M_a	-
22	Momento resistente asociado a la estabilidad de volcamiento de muros.	M_r	-

Tabla IV.1 Nomenclatura de los términos contemplados en las normativas Venezolana y Chilena (Cont.).

Tabla de Nomenclatura			
Término		Norma COVENIN 1756:2001	NCh 433 Of.96 mod.2009 y Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.
23	Momento torsor.	M_t	
24	Masa equivalente del modo n , para una dirección X .	-	M_{nx}
25	Fuerza normal al área de contacto.	N_a	-
26	Número de niveles de una edificación.	N	N
27	Número de modos a considerar en el análisis dinámico con un grado de libertad por planta.	N_1	-
28	Número de modos a considerar en el análisis dinámico con tres grados de libertad por planta.	N_3	-
29	Parámetro que depende del tipo de suelo.		n
30	Exponente que define la rama descendente del espectro.	p	p
31	Fuerza vertical.	P	-
32	Peso del nivel superior.	W_N	P_N
33	Efecto de segundo orden.	$P-\Delta$	-
34	Esfuerzos de compresión máximos transferidos por la fundación al terreno.	q	-
35	Capacidad portante o de soporte última del suelo. Capacidad de agotamiento resistente del suelo.	q_{ult}	-
36	Solicitaciones para la verificación de la capacidad portante de las fundaciones.	Q	-
37	Esfuerzo de corte en la basa del elemento secundario.		Q_p
38	Carga de agotamiento de una fundación.	Q_{ult}	-
39	Radio de giro inercial de la planta de la edificación.	r	-
40	Radio de giro torsional de la planta de la edificación.	r_t	-
41	Factor de reducción de respuesta .	R	R^*
42	Factor de modificación de la respuesta.	-	$R - R_0$
43	Parámetro que depende del tipo de suelo.	-	S
44	Efectos debidos a las acciones sísmicas.	S	E

Tabla IV.1 Nomenclatura de los términos contemplados en las normativas Venezolana y Chilena (Cont.).

Tabla de Nomenclatura			
Término		Norma COVENIN 1756:2001	NCh 433 Of.96 mod.2009 y Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.
45	Espectro de desplazamiento elástico.	-	S_{de}
46	Sensibilidad del suelo.	S_e	-
47	Resistencia al corte no drenada del suelo.	S_u	S_u
48	Resistencia residual no drenada del suelo	S_{us}	-
49	Período fundamental de la edificación, en segundos.	T	T^*
50	Período fundamental de la edificación estimado en base a relaciones empíricas, en segundos.	T_a	T^*
51	Valor del período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, en	T_o	T_b
52	Valor máximo del período en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor	T^*	T_c
53	Período característico de variación de respuesta dúctil, en segundos.	T^+	T_b
54	Parámetro que interviene en la construcción del espectro y depende del tipo de suelo.	-	T_d
55	Parámetro relativo al tipo de suelo empleado para la obtención del coeficiente sísmico.	-	T'
56	Período propio del modo fundamental de vibración del elemento secundario.	-	T_p
57	Esfuerzo de cortante basal en el edificio.	V_o	Q_o
58	Velocidad de propagación de ondas de corte.	V_s	V_s
59	Velocidad promedio de las ondas de corte.	V_{sp}	-
60	Peso total de la edificación por encima del nivel de base.	W	P
61	Peso asociado al nivel j y k , respectivamente.	W_j	P_k
62	Peso de elementos o partes de estructuras.	W_p	P_p
63	Factor que depende de la zonificación sísmica.	-	Z
64	Excentricidad estática, igual a la distancia entre el centro de rigidez y la línea de acción del	e	-
65	Desplazamiento lateral total incluidos los efectos inelásticos; cuando se use con el subíndice e denota la parte elástica del mismo.	Δ	-
66	Coefficiente de estabilidad.	θ	-

Tabla IV.1 Nomenclatura de los términos contemplados en las normativas Venezolana y Chilena (Cont.).

Tabla de Nomenclatura			
	Término	Norma COVENIN 1756:2001	NCh 433 Of.96 mod.2009 y Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.
67	Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.	φ	-
68	Coordenada modal del nivel i en el modo m .	Φ_{im}	
69	Factor de importancia.	α	I
70	Parámetros que intervienen en la construcción del espectro y dependen del tipo de suelo.	-	$\alpha_A A, \alpha_V V, \alpha_D D$
71	Factor de magnificación promedio.	β	-
72	Valor representativo de r/r .	Ω	-
73	Deriva.	δ	-
74	Diferencia de los desplazamientos laterales elásticos entre dos niveles consecutivos, con	δ_{ei}	-
75	Desplazamiento lateral de diseño en el techo.	-	δ_u
76	Peso unitario húmedo del suelo.	-	γ
77	Peso unitario seco del suelo.	-	γ
78	Factor de modificación de cortantes.	μ	-
79	Coefficiente de fricción terreno-fundación.	μf	-
80	Rigidez relativa del sistema suelo-estructura.	ρ	-
81	Coefficiente de estabilidad asociados a los efectos P-Delta.	θ	-
82	Factor de amplificación dinámica del momento torsor.	τ	-
83	Factor de control de diseño en la zona más rígida de la planta, para la dirección considerada.	τ'	-
84	Coefficiente de amortiguamiento.	ξ	ξ
85	Valor representativo de e/r .	ε	-

El estudio de la nomenclatura consideró dos categorías, la primera conformada por términos con nomenclatura presente en ambas normas y la segunda conformada por términos con nomenclatura sólo en alguna de las normativas. A su vez, la primera categoría se divide en términos presentes en ambas normas con igual nomenclatura y términos presentes en ambas normas con diferente nomenclatura. Por otra parte, la segunda categoría contiene los términos con nomenclatura presente sólo en cada una de las normas. A continuación, se muestran la Tabla IV.2 y el Gráfico IV.1 que contienen el total de términos estudiados con las categorías señaladas anteriormente.

Tabla IV.2 Semejanza y diferencias de la nomenclatura contenida en las normas de Venezuela y Chile.

Total de Términos	Nomenclatura		Término con nomenclatura presente sólo en la Norma Venezolana	Término con nomenclatura presente sólo en la Norma Chilena
	Término presente en ambas normas Nomenclatura igual	Término presente en ambas normas Nomenclatura diferente		
85	8	26	33	18
100,0%	9,4%	30,6%	38,8%	21,2%

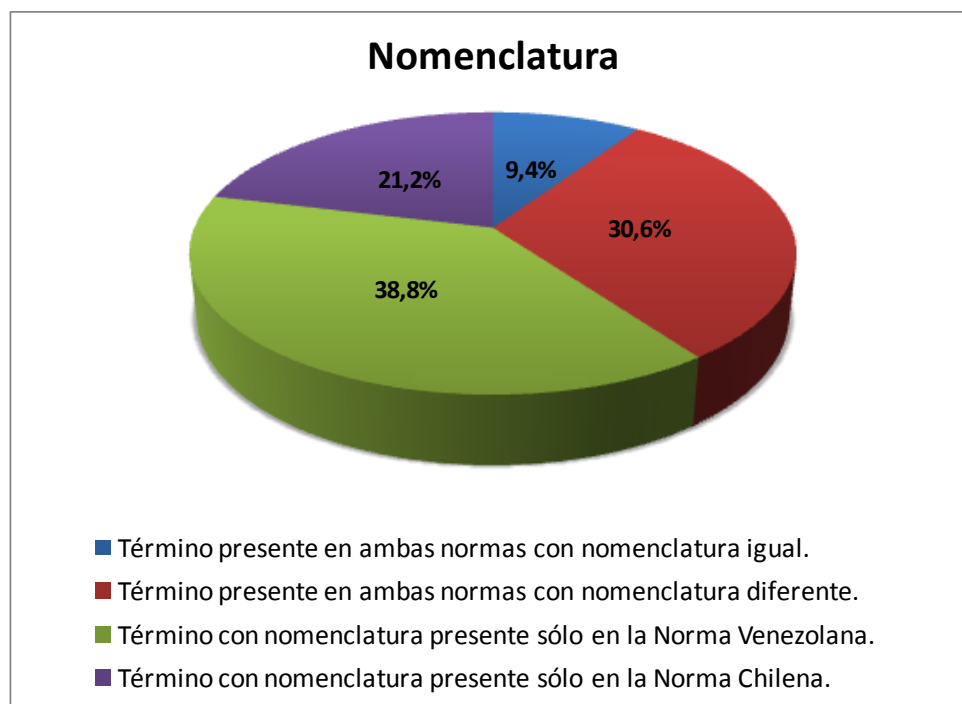


Gráfico IV.1 Semejanzas y diferencias de la nomenclatura contenida en las normas de Venezuela y Chile.

Tal como se observa en el Gráfico IV.1, el menor porcentaje, 9,4% corresponde a términos cuya nomenclatura coincide en ambas normativas. Luego para términos contemplados en ambas normas pero con nomenclaturas diferentes se tiene un 30,6%. Finalmente, entre los términos contenidos sólo en una normativa, se encuentra que son mayores aquellos presentes sólo en la norma venezolana, con un 38,8%, que los presentes únicamente en la norma chilena presenta un 30,6%.

4.3 Caracterización de las diferencias propias de ambas regiones

En este inciso se describirán las características propias tanto de Venezuela como de Chile en cuanto al origen de su actividad sísmica. Esto con la intención de comprender su influencia en las normativas sísmicas respectivas.

En este sentido, se presenta la Tabla IV.3, en donde se puede observar la diferencia en la actividad sísmica predominante de cada región.

Tabla IV.3 Causas de la actividad sísmica predominante en Venezuela y Chile.

Región	
Venezuela	Chile
- La actividad sísmica dominante se produce por el contacto transcurrente entre la placa del Caribe y la placa Suramericana. - Este contacto da origen a un sistema de fallas principales: Boconó, San Sebastián y El Pilar. Asimismo están las fallas activas menores: Oca Ancón, Valera, La Victoria, entre otros. - También presenta una actividad sísmica a microescala que tiene lugar en la zona noroccidental de los Andes venezolanos y se debe a la subducción que ocurre al noroeste de las islas de Aruba y Curazao.	- Este país se ubica en el cinturón de fuego del pacífico y la actividad sísmica que lo domina es una consecuencia directa de la subducción de la placa de Nazca bajo la placa Suramericana. - Existe un complejo sistema de fallas que, tras el terremoto acontecido el 27 de febrero de 2010, está siendo estudiado a profundidad por diversas universidades de ese país. Las fallas en estudio son las siguientes: Atacama, San Ramón, Pichilemu, Liquiñe-Ofqui, Magallanes-Fagnano.

Es importante destacar que no todos los sismos ocurren propiamente en el límite entre placas, muchos se originan en las fallas geológicas producto del tectonismo local. Sin embargo, aproximadamente un 99 % de los sismos del planeta están relacionados directa o indirectamente con el movimiento relativo de las placas litosféricas y con su interacción a lo largo de las zonas de contacto (Sauter, 1989).

Es por este motivo que se decidió caracterizar las causas de la actividad sísmica de cada país, desde una perspectiva global, donde el territorio chileno está afectado principalmente por un borde convergente y el territorio venezolano fundamentalmente por un borde transcurrente.

La Tabla IV.4 muestra las diferencias de la actividad sísmica generada en bordes convergentes (correspondiente a zonas de subducción) y en bordes transcurrentes (correspondiente a fallas de transformación).

Tabla IV.4 Comparación entre las características de los bordes transcurrentes y divergentes.

Límite entre placas litosféricas	
Borde transcurrente (fallas de transformación)	Borde convergente (zonas de subducción)
- Se caracterizan por tener un desplazamiento relativo lateral, paralelo al límite común entre placas adyacentes.	- En estas zonas se sumerge una placa bajo la otra, generalmente la placa oceánica por ser mas densa y pesada, bajo la placa continental.
- En estas fallas no se crea ni se destruye material cortical.	- En estas zonas se consume y destruye el material de la corteza.
- La actividad sísmica es intermedia entre los bordes divergentes y convergentes.	- La actividad sísmica es mayor que en los otros bordes (divergente y transcurrente).
- Se generan sismos de gran magnitud	- Ocurren los sismos de mayor magnitud.
- La profundidad de los focos es superficial y está limitada a la parte rígida de la corteza, generalmente no sobrepasando 15 a 20 kilómetros.	- Los focos sísmicos se sitúan a lo largo del plano inclinado de la placa subducida (zona de Benioff). Estos son poco profundos frente a la costa, pero tierra adentro se localizan a profundidades intermedias (de 50 a 300 km), y a grandes profundidades en los arcos insulares del Pacífico y bajo los Andes en Sudamérica (de 600 a 700 km).
- La longitud de fallamiento o de ruptura entre dos placas adyacentes puede ser muy grande.	- El área potencial de ruptura que puede sufrir un desplazamiento relativo es mayor.
- Se caracterizan por la ausencia de actividad volcánica.	- Presencia de actividad volcánica.

Según lo señalado anteriormente, es evidente que ambas regiones presentan una actividad sísmica significativa. Las normas para el diseño de edificaciones sismorresistentes reflejan esta amenaza dividiendo el territorio nacional en zonas sísmicas, donde se admite que la máxima intensidad esperada de las acciones sísmicas es similar en todos sus puntos, y viene dado por el parámetro de coeficiente de aceleración horizontal, A_0 .

En este sentido, la norma venezolana COVENIN 1756:2001 establece 8 zonas sísmicas: desde la Zona 0 a la Zona 7. Por su parte la norma chilena NCh 433 divide su territorio nacional en 3 zonas sísmicas principales, que van desde Zona I a Zona III.

En la Tabla IV.5 se establece la equivalencia de las zonas sísmicas de ambos países de acuerdo al coeficiente de aceleración horizontal, donde se observa que la norma chilena no establece zonas de “Peligro Sísmico Bajo” a diferencia de la norma venezolana en donde las Zona 0 contempla una aceleración horizontal nula y la Zona 1 y 2, poseen coeficientes de aceleración horizontal de 0,10 y 0,15, respectivamente.

Tabla IV.5 Comparación de zonas sísmicas y valores de A_0 .

Zonas Sísmicas		Peligro Sísmico	Coeficiente de Aceleración Horizontal A_0
Norma COVENIN 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod.2009		
7	3	Elevado	0,40
6	-		0,35
5	2		0,30
4	-	Intermedio	0,25
3	1		0,20
2	-	Bajo	0,15
1	-		0,10
0	-		-

Es importante resaltar que tanto la norma venezolana como la norma chilena para el diseño de edificaciones sismorresistentes basan sus mapas de zonificación sísmica en probabilidades de excedencia de 10% para una vida útil de 50 años y períodos medio de retorno de 475 años.

4.4 Comparación de Parámetros de Diseño

En el desarrollo de la comparación de los parámetros de diseño es necesario recordar lo que se mencionó en el apartado 2.9 “*Análisis Estructural de Edificaciones*”. En este sentido, en las combinaciones de carga presentadas por la norma venezolana COVENIN 1756:2001 se contempla un factor que multiplica a la acción sísmica igual a 1, mientras que en la norma chilena NCh 433 Of.96 mod. 2009 y en la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia se presenta un factor que multiplica a la acción sísmica igual a 1,4.

Esta diferencia incide directamente en la manera como se abordó la comparación de los factores de reducción de respuesta y de los espectros de diseño, desarrollados en los apartados 4.4.5 y 4.4.9, respectivamente.

4.4.1 Clasificación de la Edificación Según el Uso

La clasificación de las estructuras según su uso permite identificar aquellas edificaciones que, durante la ocurrencia de una emergencia, requieren estar en funcionamiento debido a las actividades vitales que en ellas se desarrollan.

Ambas normativas clasifican las estructuras en 4 categorías tal como se muestra en la Tabla IV.6 en donde se observa la correspondencia de cada uno de los Grupos con las Categorías impuestas en estas normas.

Tabla IV.6 Correspondencia entre los Grupos y Categorías de las edificaciones.

Uso de la Estructura	Norma COVENIN 1756:2001	Norma NCh 433 Of96. mod 2009
Edificaciones esenciales de funcionamiento vital en condiciones de emergencia, cuya falla puede dar lugar a numerosas pérdidas humanas y económicas	Grupo A	Categoría IV
Edificaciones de uso público o privado, densamente ocupadas de forma permanente o temporal.	Grupo B1	Categoría III
Edificaciones de uso público o privado, de baja ocupación	Grupo B2	Categoría II
Estructuras y otras estructuras provisionales no destinadas a habitación, no clasificables en las categorías anteriores	Grupo C	Categoría I

4.4.2 Factor de importancia

La norma COVENIN 1756:2001, al igual que la norma NCh 433 Of.96 mod. 2009, establecen factores de importancia asociados al uso y ocupación de la edificación, tal como se observa en la Tabla IV.7.

Tabla IV.7 Comparación entre factores de importancia de ambas normas y sus diferencias porcentuales.

Uso de la Estructura		Norma COVENIN 1756:2001 α	Norma NCh 433 Of96. mod 2009 I	Diferencia Porcentual entre Factores de Importancia
Norma COVENIN 1756:2001	Norma NCh 433 Of96. mod 2009			
Grupo A	Categoría IV	1,30	1,20	-7,7%
Grupo B1	Categoría III	1,15	1,20	4,4%
Grupo B2	Categoría II	1,00	1,00	0,0%
Grupo C	Categoría I	-	0,60	-

La Tabla IV.7 presenta los factores de importancia contenidos en ambas normas y la diferencia porcentual entre los mismos. Es apreciable que para estructuras del mismo uso estos son bastante parecidos, presentando diferencias menores del 8%. También se observa que para edificaciones clasificadas en el Grupo C la norma venezolana no establece factor de importancia a diferencia de la norma chilena que le asigna a las edificaciones correspondientes a la Categoría I un factor igual a 0,6.

4.4.3 Niveles de Diseño

La Tabla IV.8 muestra las equivalencias entre los niveles de diseño presentados en la norma venezolana COVENIN 1756:2001 y la norma chilena NCh 433 Of.96 mod. 2009, para el diseño de edificaciones de acero.

Tabla IV.8 Comparaciones entre niveles de diseño para estructuras de acero.

Niveles de Diseño		
Norma Covenin 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	
	Pórticos	Muros y Sistemas Arriostrados
ND1	- Marcos corrientes (OMF).	- Marcos concéntricos corrientes (OCBF).
ND2	- Marcos Intermedios (IMF).	-
ND3	- Marcos especiales (SMF). - Marco de Vigas Enrejadas (STMF).	- Marcos concéntricos especiales (SCBF). - Marcos excéntricos (EBF).

Tal como se observa en la tabla anterior, para el diseño de estructuras de acero, la norma venezolana define 3 niveles de diseño que van desde el menos exigente, nivel de diseño uno (*ND1*), hasta el nivel de diseño tres (*ND3*) el cual requiere la aplicación estricta de las disposiciones para el diseño sismorresistente. Similarmente, la norma chilena establece tres niveles de diseño que son corriente, intermedio y especial, en orden creciente de exigencia. Es necesario destacar que estos niveles de diseño establecidos por la norma chilena se presentan de manera intrínseca y se encuentran contenidos en la Tabla II.15 “*Valores máximos de factores de modificación de respuesta*”.

Por otra parte, la normativa venezolana define, de acuerdo a las exigencias de detallado, los mismos tres niveles de diseño (*ND1*, *ND2* y *ND3*) para estructuras de concreto armado, a diferencia de la normativa chilena que no los presenta. Esto quiere decir que en Chile todas las estructuras de concreto armado deben ser diseñadas con las exigencias máximas de detallado sismorresistente.

4.4.4 Clasificación de la edificación según el sistema estructural resistente a sismos

La clasificación de los tipos de sistemas estructurales vienen dados en función de los componentes que forman parte del sistema estructural resistente a sismos, en sus dos direcciones ortogonales de análisis.

Tabla IV.9 Comparación entre los sistemas estructurales resistente a sismos de ambas normativas.

Norma Covenin 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	Sistema Estructural Resistente a Sismos
Tipo I	Sistemas de pórticos	Pórticos de vigas y columnas.
Tipo II	Sistemas mixtos	Combinacion de sistemas de pórticos y muros estructurales.
Tipo III	Sistemas de muros y otros sistemas arriostrados	Pórticos diagonalizados o muros estructurales de concreto armado.
Tipo IIIa		
Tipo IV	-	Estructuras no distribuyen eficazmente las fuerzas sísmicas entre los miembros verticales. Estructuras sustentadas por una sola columna. Edificaciones con losas sin vigas

La Tabla IV.9 muestra las equivalencia de los sistemas estructurales de la norma COVENIN 1756:2001 con los sistemas estructurales de la norma NCh 433 Of96 mod. 2009. Tal como se observa, la norma venezolana contiene un sistema estructural más que los contemplados en la normativa chilena que corresponde a estructuras que no distribuyen de manera correcta fuerzas verticales.

4.4.5 Factores de Reducción de Respuesta

La norma COVENIN 1756:2001 establece los factores de reducción (R), de acuerdo a la Tabla II.14, los cuales depende del tipo de sistema estructural resistente a sismos, del material constructivo empleado y del nivel de diseño de la edificación. Por su parte, en la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 el factor de reducción de aceleración espectral (R^*), se obtiene a partir la Fórmula (2.9) que depende del período con mayor masa traslacional de la estructura (T^*), del tipo de suelo (T_o), y de los valores de factor de modificación de respuesta estructural (R o R_o). Este último se encuentra en la Tabla II.15 en función del material, del tipo de análisis y del sistema estructural resistente a sismos de la edificación.

Según lo anterior, la principal diferencia que existe entre los valores de reducción de respuesta de la norma venezolana (R) y la norma chilena (R^*) es que esta última se obtiene de acuerdo a una formulación que incluye

parámetros que la norma venezolana no considera como el factor de modificación de la respuesta (R), el tipo de suelo y el período fundamental de la edificación.

Asimismo, la norma venezolana considera la minoración de los valores máximos de R de acuerdo a las irregularidades de la estructura mientras que la norma chilena no lo contempla.

En cuanto a los materiales estructurales empleados, tanto la norma venezolana como la chilena consideran concreto armado y acero; sin embargo, la norma chilena también define valores del factor de modificación de respuesta estructural (R ó R_o) para muros y sistemas arriostrados de madera, albañilería confinada y albañilería armada los cuales no son estimados en la norma venezolana. Asimismo, una particularidad de la normativa chilena es que no asigna valores de R ó R_o para sistemas estructurales mixtos, es decir, sistemas combinados de pórticos y muros estructurales.

La comparación de los factores de reducción de respuesta de ambas normas se inicia estableciendo la correspondencia entre el factor de reducción de respuesta (R), contemplado en la norma venezolana, y el factor de modificación de la respuesta estructural (R ó R_o), contemplado en la norma chilena, específicamente para sistemas estructurales de pórticos y muros y sistemas arriostrados, para los diferentes niveles de diseño. Dicha correlación se presenta en las Tablas IV.10 y IV.11.

Tabla IV.10 Comparación entre el factor de reducción de respuesta (R) y el factor de modificación de la respuesta, para estructuras de concreto armado (R ó R_o).

Estructuras de Concreto Armado						
Niveles de Diseño	Pórticos			Muros y Sistemas Arriostrados		
Norma Covenin 1756:2001	Norma Covenin 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009		Norma Covenin 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	
	R	R	R_o	R	R	R_o
ND1	6,0	-	-	4,5	-	-
ND2	4,0	-	-	3,0	-	-
ND3	2,0	7,0	11,0	1,5	7,0	11,0

Tabla IV.11 Comparación entre el factor de reducción de respuesta (R) y el factor de modificación de la respuesta, para estructuras de acero (R ó R_o).

Estructuras de Acero					
Sistema Estructural	Niveles de Diseño		Factor de Reducción de Respuesta		
	Norma Covenin 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	Norma Covenin 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	
			R	R	R_o
Pórticos	ND1	- Marcos corrientes (OMF):	2,5	4,0	5,0
	ND2	- Marcos intermedios (IMF):	4,5	5,0	6,0
	ND3	- Marcos especiales (SMF):	6,0	7,0	11,0
		- Marco de vigas enrejadas (STMF):		6,0	10,0
Muros y Sistemas Arriostrados	ND1	- Marcos concéntricos corrientes (OCBF):	2,0	3,0	5,0
	ND2	-	-	-	-
	ND3	- Marco concéntricos especiales (SCBF):	4,0	5,5	8,0
		- Marcos excéntricos (EBF):		6,0	10,0

Esta comparación preliminar evidencia que los factores de reducción de respuesta (R), asignados por la norma venezolana, son siempre menores o iguales que los factores de modificación de la respuesta estructural (R ó R_o), asignados por la norma chilena. Sin embargo, es el valor del factor de reducción de aceleración espectral (R^*), el que finalmente reduce el espectro elástico chileno; por lo tanto, es necesario conocer cómo varía este factor para compararlo con el valor de R de la norma venezolana.

En ese sentido, se muestran las Gráficas IV.2, IV.3 y IV.4, que reflejan la variación de R^* en función del período fundamental de la estructura y del suelo de fundación, para los diferentes valores de R_o mostrados en las Tablas IV.10 y IV.11. Vale la pena destacar que los parámetros relacionados con el tipo de suelo son los establecidos de acuerdo a la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, tal como se estableció en los alcances de este trabajo.

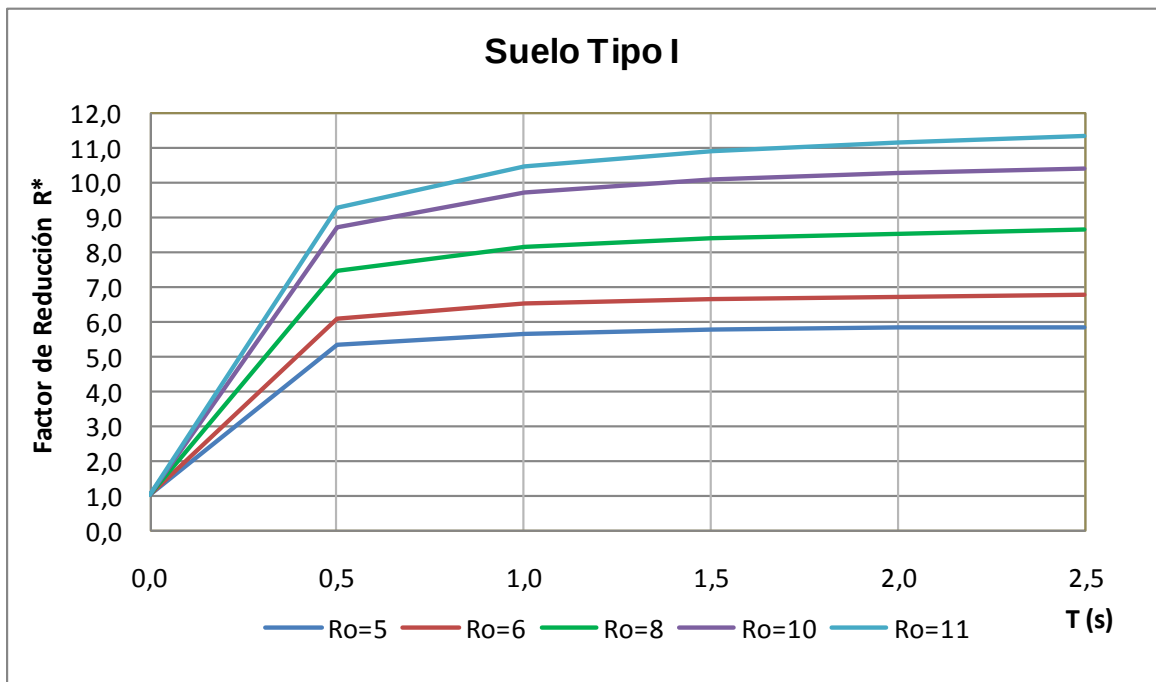


Gráfico IV.2 Variación de R^* respecto al período fundamental de la estructura para suelo tipo I.

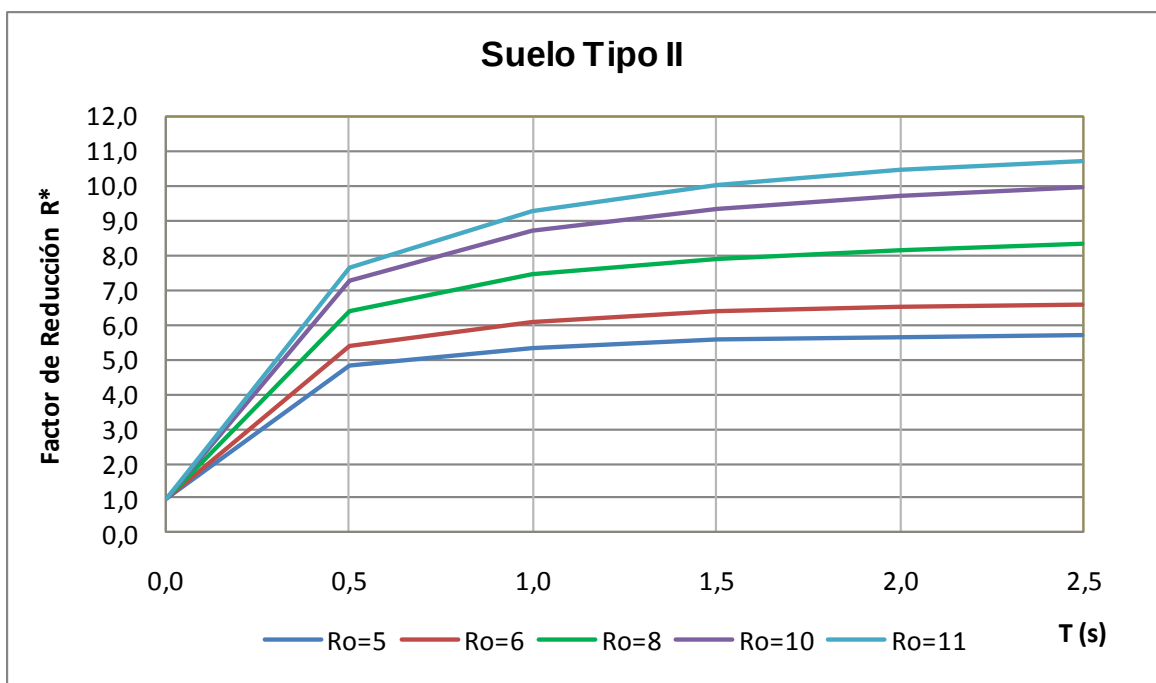


Gráfico IV.3 Variación de R^* respecto al período fundamental de la estructura para suelo tipo II.

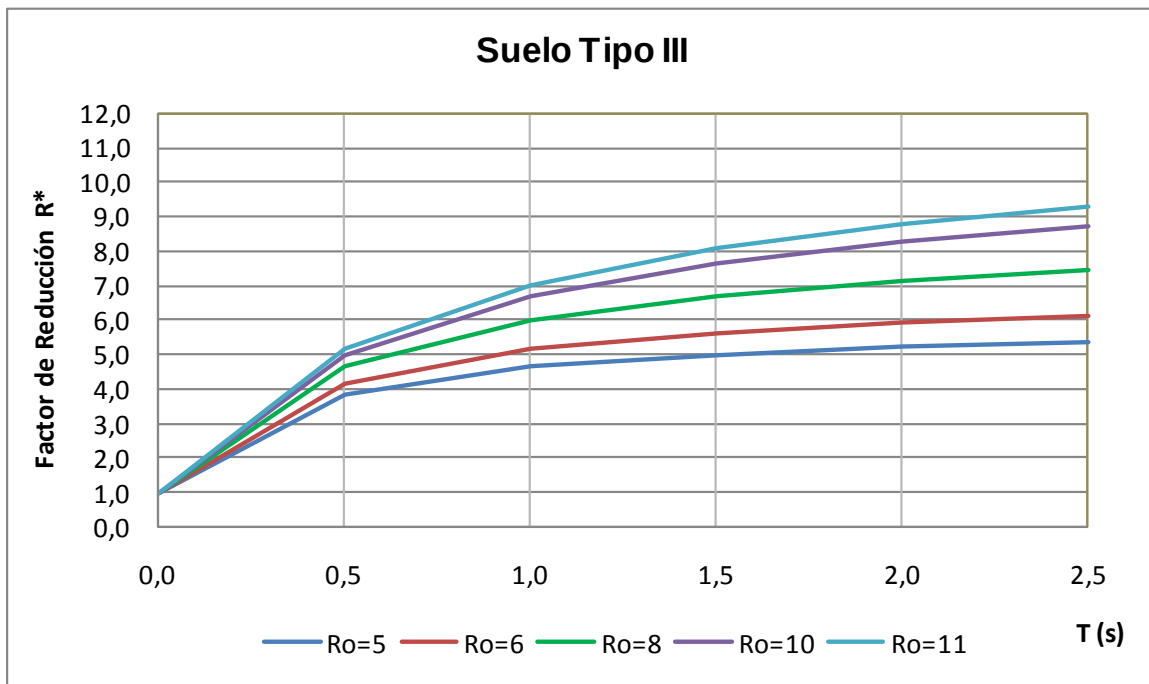


Gráfico IV.4 Variación de R^* respecto al período fundamental de la estructura para suelo tipo III.

De los Gráficos IV.2, IV.3 y IV.4, en general se observa que:

- Para períodos iguales a 0, R^* es igual a 1.
- A medida que el suelo es más blando, los valores de R^* tienden a ser menores.
- A medida que aumenta el período fundamental de la estructura aumenta el valor de R^* .

En función de esto, las Tablas IV.13, IV.14 Y IV.15 muestran las diferencias porcentuales que existen entre los valores de R^* con respecto a R . Dado que R^* varía en función del período de la edificación, se consideró realizar el estudio para edificaciones de altura baja, mediana y alta, según las recomendaciones de FEMA-NIBS (2009) (véase *Tabla II.2*), con períodos obtenidos según la Fórmula (2.21) mostrados en la Tabla IV.12.

Tabla IV.12 Valores del período fundamental para edificios bajos, medios y altos.

Edificios	Promedio de Pisos	Ta (s)
Bajos	2	0,27
Medios	5	0,53
Altos	12	1,03

Tabla IV.13 Diferencias porcentuales de los valores de R^* , para suelo tipo I, con respecto a R .

Suelo Tipo I											
Material Estructural	Sistema Estructural	Niveles de Diseño		Factor de Reducción de Respuesta					Diferencia Porcentual de R* respecto a R		
		Norma Covenin	Norma NCh 433	Norma Covenin	Norma NCh						
					R	Ro	Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto	Edif. Bajo	Edif. Medio
				R*							
Concreto Armado	Porticos	ND3	-	6,0	11,0	7,8	9,4	10,5	30,5%	56,5%	74,7%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND3	-	4,5	11,0	7,8	9,4	10,5	73,9%	108,6%	132,9%
Acero	Pórticos	ND1	OMF	2,5	5,0	4,9	5,4	5,7	96,5%	115,2%	126,4%
		ND2	IMF	4,5	6,0	5,5	6,1	6,5	22,2%	36,2%	44,8%
		ND3	SMF	6,0	11,0	7,8	9,4	10,5	30,5%	56,5%	74,7%
			STMF		10,0	7,4	8,8	9,7	23,8%	46,6%	62,1%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND1	OCBF	2,0	5,0	4,9	5,4	5,7	145,7%	169,0%	183,0%
		ND3	SCBF	4,0	8,0	6,5	7,5	8,2	63,5%	88,1%	104,1%
EBF	10,0		7,4		8,8	9,7	85,7%	119,9%	143,2%		

Tabla IV.14 Diferencias porcentuales de los valores de R^* , para suelo tipo II, con respecto a R .

Suelo Tipo II											
Material Estructural	Sistema Estructural	Niveles de Diseño		Factor de Reducción de Respuesta					Diferencia Porcentual de R* respecto a R		
		Norma Covenin	Norma NCh 433	Norma Covenin	Norma NCh						
						Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto			
				R	Ro	R*			Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto
Concreto Armado	Porticos	ND3	-	6,0	11,0	6,0	7,8	9,3	0,0%	29,7%	55,5%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND3	-	4,5	11,0	6,0	7,8	9,3	32,2%	72,9%	107,4%
Acero	Pórticos	ND1	OMF	2,5	5,0	4,2	4,9	5,4	68,6%	95,9%	114,6%
		ND2	IMF	4,5	6,0	4,6	5,5	6,1	2,2%	21,8%	35,7%
		ND3	SMF	6,0	11,0	6,0	7,8	9,3	0,0%	29,7%	55,5%
			STMF		10,0	5,7	7,4	8,7	-4,4%	23,1%	45,7%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND1	OCBF	2,0	5,0	4,2	4,9	5,4	110,7%	144,9%	168,2%
		ND3	SCBF	4,0	8,0	5,2	6,5	7,5	30,9%	62,7%	87,2%
			EBF		10,0	5,7	7,4	8,7	43,4%	84,6%	118,6%

Tabla IV.15 Diferencias porcentuales de los valores de R^* , para suelo tipo III, con respecto a R .

Suelo Tipo III											
Material Estructural	Sistema Estructural	Niveles de Diseño		Factor de Reducción de Respuesta					Diferencia Porcentual de R* respecto a R		
		Norma Covenin	Norma NCh 433	Norma Covenin	Norma NCh						
						Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto			
				R	Ro	R*			Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto
Concreto Armado	Porticos	ND3	-	6,0	11,0	3,7	5,3	7,1	-38,1%	-11,6%	18,5%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND3	-	4,5	11,0	3,7	5,3	7,1	-17,5%	17,8%	58,0%
Acero	Pórticos	ND1	OMF	2,5	5,0	3,1	3,9	4,7	23,7%	57,1%	86,6%
		ND2	IMF	4,5	6,0	3,3	4,2	5,2	-27,8%	-5,7%	15,0%
		ND3	SMF	6,0	11,0	3,7	5,3	7,1	-38,1%	-11,6%	18,5%
			STMF		10,0	3,6	5,1	6,8	-39,2%	-14,3%	13,1%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND1	OCBF	2,0	5,0	3,1	3,9	4,7	54,7%	96,4%	133,3%
		ND3	SCBF	4,0	8,0	3,5	4,8	6,1	-12,9%	18,8%	51,4%
			EBF		10,0	3,6	5,1	6,8	-8,8%	28,5%	69,7%

El análisis de las Tablas IV.13, IV.14 Y IV.15 se presenta a continuación:

- En la tabla para suelo tipo I, se puede observar que para edificios bajos, medios y altos, ya sea con material estructural de concreto armado o de acero y con sistema estructural de pórticos o muros y sistemas arriostrados, la normativa chilena presenta siempre factores de reducción de respuesta mayores que la normativa venezolana. En este sentido, se observan diferencias porcentuales significativas de R^* respecto a R , siendo la mayor 183,0%.
- En la tabla para suelo tipo II, se puede notar que la mayoría de los factores de reducción de respuesta chilenos están por encima de los venezolanos, sin embargo, en tres casos son menores, siendo estos para edificios bajos. En este sentido, las diferencias porcentuales máximas son: 168,2% por encima R^* respecto a R y 4,4% por debajo R^* respecto a R .
- En la tabla para suelo tipo III, se observa que para edificios bajos y medios, existen factores de reducción de respuesta chilenos mayores y menores que los venezolanos. No obstante, para edificios altos todos los R^* están por encima de los R . Asimismo, se puede notar que las

diferencias porcentuales máximas son: 133,27% por encima R^* respecto a R y 39,22% por debajo R^* respecto a R .

- Es importante destacar que en todos los tipos de suelos las máximas diferencias porcentuales de R^* respecto a R , se presentan en el ND1 de la norma venezolana que corresponde a OCBF (pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente) en la norma chilena.

De acuerdo a lo obtenido anteriormente, se puede pensar que los valores del factor de reducción de respuesta propuestos por la normativa chilena R^* , resultan significativamente mayores que los valores de factor de reducción de respuesta R propuestos en la normativa venezolana. Sin embargo, es importante recordar que los factores de reducción de respuesta comparados anteriormente están concebidos para condiciones diferentes es decir, el valor que multiplica a la acción sísmica en las combinaciones de carga en la norma chilena es igual a 1,4 mientras que en la norma venezolana es igual a 1 por lo que es necesario establecer una correlación que permita comparar los factores de reducción de respuesta bajo igualdad de condiciones.

Esta igualdad se logra llevando el factor de reducción de respuesta de la normativa chilena a su condición última, tal como lo presenta la normativa venezolana. Para ello es necesario dividir los valores de R^* entre el coeficiente que acompaña la acción sísmica en las combinaciones de carga que presenta la norma chilena, el cual es 1,4 (véase *Fórmula 2.3*) (Boroschek, R., 2012; López O., 2012).

A continuación, se presentan las Tablas IV.16, IV.17 y IV.18 que contienen las diferencias porcentuales de los factores de reducción de respuesta de la normativa chilena, llevados a su condición última, con respecto a los factores de reducción de la norma venezolana.

Tabla IV.16 Diferencia porcentual de los valores de R^* en su condición última para suelo tipo II, con respecto a R .

Suelo Tipo I											
Material Estructural	Sistema Estructural	Niveles de Diseño		Factor de Reducción de Respuesta					Diferencia Porcentual de R* en su condición última respecto a R		
		Norma Covenin	Norma NCh 433	Norma Covenin	Norma NCh						
					Ro	Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto	Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto
				R*							
Concreto Armado	Porticos	ND3	-	6,0	11,0	5,6	6,7	7,5	-6,8%	11,8%	24,8%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND3	-	4,5	11,0	5,6	6,7	7,5	24,2%	49,0%	66,4%
Acero	Pórticos	ND1	OMF	2,5	5,0	3,5	3,8	4,0	40,4%	53,7%	61,7%
		ND2	IMF	4,5	6,0	3,9	4,4	4,7	-12,7%	-2,7%	3,5%
		ND3	SMF	6,0	11,0	5,6	6,7	7,5	-6,8%	11,8%	24,8%
			STMF		10,0	5,3	6,3	6,9	-11,6%	4,7%	15,8%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND1	OCBF	2,0	5,0	3,5	3,8	4,0	75,5%	92,1%	102,2%
		ND3	SCBF	4,0	8,0	4,7	5,4	5,8	16,8%	34,3%	45,8%
			EBF		10,0	5,3	6,3	6,9	32,7%	57,0%	73,7%

Tabla IV.17 Diferencia porcentual de los valores de R^* en su condición última para suelo tipo II, con respecto a R .

Suelo Tipo II											
Material Estructural	Sistema Estructural	Niveles de Diseño		Factor de Reducción de Respuesta					Diferencia Porcentual de R* en su condición última respecto a R		
		Norma Covenin	Norma NCh 433	Norma Covenin	Norma NCh				Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto
						Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto			
				R							
Concreto Armado	Porticos	ND3	-	6,0	11,0	4,3	5,6	6,7	-29,2%	-7,4%	11,1%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND3	-	4,5	11,0	4,3	5,6	6,7	-5,6%	23,5%	48,1%
Acero	Pórticos	ND1	OMF	2,5	5,0	3,0	3,5	3,8	20,4%	39,9%	53,3%
		ND2	IMF	4,5	6,0	3,3	3,9	4,4	-27,0%	-13,0%	-3,1%
		ND3	SMF	6,0	11,0	4,3	5,6	6,7	-29,2%	-7,4%	11,1%
			STMF		10,0	4,1	5,3	6,2	-31,7%	-12,1%	4,1%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND1	OCBF	2,0	5,0	3,0	3,5	3,8	50,5%	74,9%	91,6%
		ND3	SCBF	4,0	8,0	3,7	4,6	5,3	-6,5%	16,2%	33,7%
			EBF		10,0	4,1	5,3	6,2	2,4%	31,9%	56,1%

Tabla IV.18 Diferencia porcentual de los valores de R^* en su condición última para suelo tipo III, con respecto a R .

Suelo Tipo III											
Material Estructural	Sistema Estructural	Niveles de Diseño		Factor de Reducción de Respuesta					Diferencia Porcentual de R* en su condición última respecto a R		
		Norma Covenin	Norma NCh 433	Norma Covenin	Norma NCh						
						Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto			
				R	Ro	R*			Edif. Bajo	Edif. Medio	Edif. Alto
Concreto Armado	Porticos	ND3	-	6,0	11,0	2,7	3,8	5,1	-55,8%	-36,9%	-15,4%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND3	-	4,5	11,0	2,7	3,8	5,1	-41,1%	-15,8%	12,8%
Acero	Pórticos	ND1	OMF	2,5	5,0	2,2	2,8	3,3	-11,6%	12,2%	33,3%
		ND2	IMF	4,5	6,0	2,3	3,0	3,7	-48,4%	-32,6%	-17,8%
		ND3	SMF	6,0	11,0	2,7	3,8	5,1	-55,8%	-36,9%	-15,4%
			STMF		10,0	2,6	3,7	4,8	-56,6%	-38,8%	-19,2%
	Muros y Sistemas Arriostrados	ND1	OCBF	2,0	5,0	2,2	2,8	3,3	10,5%	40,3%	66,6%
		ND3	SCBF	4,0	8,0	2,5	3,4	4,3	-37,8%	-15,1%	8,1%
			EBF		10,0	2,6	3,7	4,8	-34,9%	-8,2%	21,2%

El análisis de las Tablas IV.16, IV.17 Y IV.18 se presenta a continuación:

- En la tabla para suelo tipo I, se observa que en la mayoría de los casos la norma chilena presenta factores de reducción de respuesta mayores que la normativa venezolana. En este sentido, las diferencias porcentuales máximas son: 102,2% por encima R^* respecto a R y 12,7% por debajo R^* respecto a R .
- En la tabla para suelo tipo II, nuevamente se aprecia que en la mayoría de los casos los valores de R^* son mayores que los de R . Particularmente, las diferencias porcentuales máximas son: 91,6% por encima R^* respecto a R y 31,7% por debajo R^* respecto a R .
- En la tabla para suelo tipo III, se puede notar que en la mayoría de los casos los factores de reducción R de la norma venezolana son mayores que los factores R^* de la norma chilena. Asimismo, se puede notar que las diferencias porcentuales máximas son: 66,6% por encima R^* respecto a R y 56,6%. por debajo R^* respecto a R .

En este orden de ideas, se puede decir que a pesar de que la norma chilena reduce en gran medida las fuerzas sísmicas con grandes valores de R^* , presentan combinaciones de cargas que mayoran dichas acciones mientras que la norma venezolana, a pesar de contemplar valores de R mucho menores que los chilenos, no mayoran la acciones sísmicas en las combinaciones de carga ya que adopta un factor igual a la unidad.

Asimismo, este estudio demostró que las diferencias que se apreciaban inicialmente entre los factores de reducción de respuesta de ambas normas eran considerablemente significativas; sin embargo, al establecer la condición última de los R^* chilenos se observó que estos se redujeron acercándose más a los R máximos de la norma venezolana (véase *Tabla IV.19*).

Tabla IV.19 Comparación entre las tendencias de las diferencias porcentuales de R^* respecto a R y R^* en su condición última respecto a R .

Suelo Tipo	Tendencia de las diferencias porcentuales de R^* respecto a R	Tendencia de las diferencias porcentuales de R^* en su condición última respecto a R
I	85,73%	32,67%
II	60,57%	14,70%
III	19,82%	-14,41%

Finalmente, en la Tabla IV.19 se muestran las tendencias en cuanto a las diferencias porcentuales de R^* respecto a R para suelos Tipo I, II y III las cuales son: 85,73%, 60,57% y 19,82% respectivamente, reduciéndose a 32,7%, 14,7% y -14,4% al establecer la condición última de los valores de R^* . Es importante destacar que las tendencias para los suelos Tipo I y II a pesar de haber disminuido significativamente son porcentajes positivos, representando que la mayor parte de los R^* están por encima de los R venezolanos. No obstante, la tendencia chilena para el suelo Tipo III resulta ser mas conservadora ya que se reduce a un porcentaje negativo, representando que la mayoría de los R^* son menores que los R venezolanos.

4.4.6 Irregularidades

En cuanto a las irregularidades estructurales la principal diferencia entre ambas normativas es el enfoque que se le da a este apartado. En este sentido, la norma venezolana establece una serie de criterios que de cumplirse le permiten al ingeniero identificar si la estructura presenta alguna irregularidad bien sea de planta o vertical.

Por su parte, la normativa chilena no establece criterios puntuales para la identificación de las irregularidades de planta o vertical, sino que establece que de existir irregularidades deben cumplirse ciertos requerimientos, lo que hace pensar que la identificación de las irregularidades queda sujeta a la experiencia del ingeniero calculista.

Vale la pena destacar que esta normativa no contempla un apartado puntual para el desarrollo de los criterios asociados a las irregularidades estructurales sino que estos se encuentran implícitamente dentro del apartado de “Diafragmas de Piso”, mostrando así que el tema de las irregularidades no es abordado de manera detallada como en la normativa venezolana.

4.4.7 Terrenos de Fundación

Las condiciones del suelo local, las características de perfil geotécnico y la zona sísmica donde el depósito de suelo se encuentre determinan su respuesta dinámica. De aquí la importancia de caracterizar correctamente el suelo de fundación (COVENIN 1756-2:2001, C-10). En este sentido, la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia clasifica el perfil de suelo a través de una escala que va de suelos rígidos a suelos blandos y en función del material existente en dicho depósito presenta sus formas espectrales correspondientes a los suelo Tipo I, Tipo II y Tipo III.

Por su parte, la norma COVENIN 1756:2001, además de considerar el tipo de material existente en el depósito, toma en cuenta la profundidad del mismo, con el fin de tipificar la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, y establece las formas espectrales S1, S2, S3 y S4, que surgen de normalizar los espectros de respuesta, de acuerdo al comportamiento dinámico del perfil estratigráfico.

En este sentido, vale la pena destacar que la diferencia entre las formas espectrales que presenta la norma COVENIN 1756:2001 y la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, es que la clasificación de esta última se genera para un material en específico mientras que la primera no sólo considera el material sino también la profundidad del mismo en el depósito de fundación.

Además, la norma venezolana establece el factor Φ , que permite la reducción de los valores del coeficiente de aceleración horizontal, en aquellos perfiles geotécnicos menos propensos a amplificar la aceleración máxima en la superficie del terreno y específicamente para zonas sísmicas de 1 a 4, los Φ son inferiores a la unidad cualquiera que sea el tipo de suelo, porque se subestima la atenuación de los movimientos máximos del terreno a distancias mayores a 100 ó 150 kilómetros a las fuentes sísmicas. Por otra parte, la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia no presenta un factor que corrige el coeficiente de aceleración horizontal sino que éste sólo se ve influenciado por la zona sísmica a través del parámetro “Z”.

Es importante destacar que la obtención de la velocidad de ondas de corte en ambas normativas se realiza con diferentes criterios. En la norma venezolana se delimita el estrato a estudiar como aquella profundidad en la cual la velocidad de onda de corte es igual o mayor a 500 m/s y la misma se mantiene a una profundidad igual o mayor a $H/4$, siendo H el espesor del estrato. Por su parte, la norma chilena define la velocidad de ondas de corte

como el menor valor entre el promedio de las velocidades en los primeros 15 m ó el promedio ponderado de los primeros 30 m debajo del sello de fundación.

Otro aspecto importante y determinante en el comportamiento dinámico del perfil es la topografía, ya que sus irregularidades pueden producir amplificaciones locales del movimiento sísmico (Sauter, 1989). En este sentido, ambas normativas suponen que la edificación estará apoyada sobre una superficie horizontal.

4.4.8 Espectros de Respuesta

En el desarrollo de este punto, se decidió extender el alcance establecido inicialmente por lo que además de comparar los espectros de la norma COVENIN 1756:2001 con los espectros establecidos en la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, se realizó el mismo análisis con la norma NCh 433 Of.96 mod.2009.

En el apartado 4.4.7 *“Terrenos de Fundación”*, se mencionó que la manera de calcular las velocidades de onda de corte de ambas normativas eran distintas y que la norma venezolana a diferencia de la norma chilena contempla además del tipo de material, la profundidad de éste, por lo que no fue posible establecer una equivalencia directa entre los espectros de los terrenos de fundación establecidos por dichas normas.

Por este motivo se consideró que la manera idónea de realizar la comparación entre los espectros de dichas normas, era graficando cada forma espectral venezolana S1, S2 y S3 con todos los espectros chilenos para cada tipo de suelo, con el fin de obtener las aceleraciones espectrales para el período fundamental de las edificaciones propuestas (edificios: bajos, medio y altos), permitiendo conocer la diferencia entre las aceleraciones de los espectros chilenos con respecto a la de los espectros venezolanos.

El período fundamental para los edificios bajos, medios y altos se tomaron de acuerdo a la recomendación de FEMA-NIBS (2009), cuyos períodos fueron calculados anteriormente y presentados en la Tabla IV.12.

Los parámetros considerados para la construcción de los espectros elásticos se presentan en la Tabla IV.20. Los valores de los períodos y aceleraciones correspondientes a dichos espectros se encuentran en los Anexos A, B y C.

Tabla IV.20 Consideraciones para la construcción de los espectros elásticos.

Consideraciones	Norma COVENIN 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod.2009	Propuesta de Norma Técnica de Emergencia
Zona Sísmica	Zona 5	Zona 2	Zona 2
Coefficiente de Aceleración Horizontal	0,30	0,30	0,30
Grupo o Categoría de la Estructura	Grupo B2	Categoría II	Categoría II

Comparación de espectros elásticos entre la norma venezolana COVENIN 1756:2001 y la norma chilena NCh 433 Of.96 mod.2009

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a la comparación entre espectros, seguidas de una tabla resumen de aceleraciones espectrales y de una breve descripción para cada gráfico.

De forma general, se observa lo siguiente:

- Las aceleraciones de los espectros venezolanos se mantienen constantes en un rango de períodos determinados, contrario al comportamiento de los espectros para los diferentes tipos de suelos chilenos ya que corresponden a espectros suavizados.

- La aceleración de la rama constante del espectro venezolano es siempre menor que las aceleraciones máximas de los espectros chilenos.

Forma Espectral S1 ($\Phi = 1,00$)

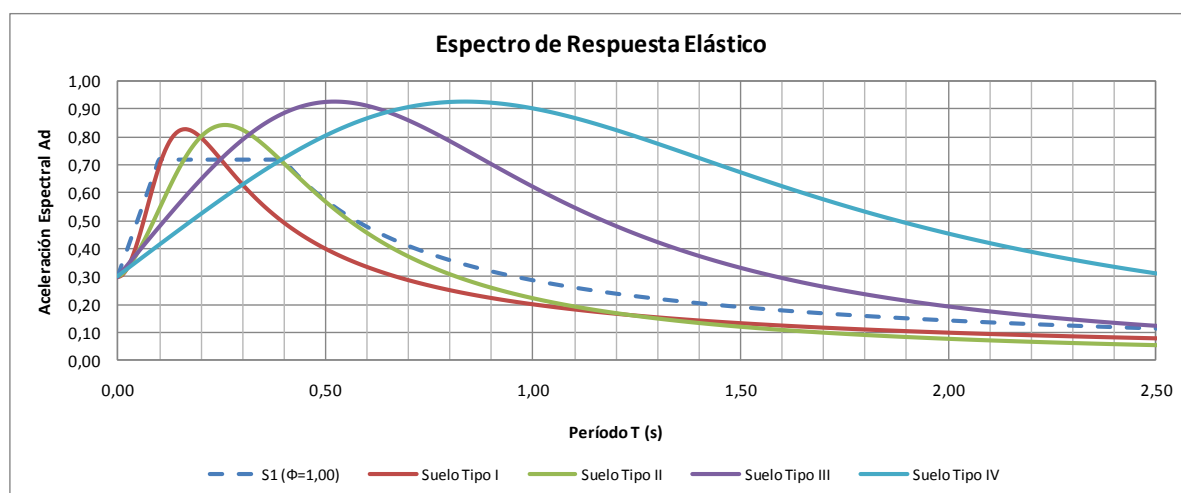


Gráfico IV.5 Espectros de respuesta elástica. Forma espectral S1 ($\Phi=1,00$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Tabla IV.21 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S1 ($\Phi=1,00$) y suelos tipo I, II, III y IV.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral				
		S1 ($\Phi=1,00$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III	Suelo Tipo IV
Bajos	0,27	0,720	0,684	0,840	0,751	0,597
Medios	0,53	0,543	0,380	0,533	0,927	0,825
Altos	1,03	0,280	0,197	0,214	0,600	0,894

En el Gráfico IV.5, se presenta la forma espectral S1 y los espectros para suelos tipo I, I, III y IV, en dónde es notorio que el comportamiento de S1 se asemeja al comportamiento de los espectros para suelos tipo I y II.

Al observar la forma espectral S1 con respecto al espectro para suelos tipo I, es apreciable que hasta 0,10 s, S1 contempla aceleraciones mayores que para suelo tipo I; que en períodos desde 0,11 s a 0,25 s, mantiene aceleraciones menores para suelo tipo I y que a partir de 0,26 s contempla aceleraciones mayores que el espectro para suelos tipo I. En el período 0,16 s

se desarrolla la aceleración máxima de la forma espectral tipo I, siendo 13,19 % mayor que la aceleración de la rama constante para la forma espectral S1.

Por otra parte, la forma espectral S1 hasta 0,15 s contempla aceleraciones mayores que para suelo tipo II; de 0,16 s a 0,39 s se mantiene menor que la forma espectral para suelos tipo II y para períodos posteriores a 0,40 s S1 contempla aceleraciones mayores que el espectro para suelos tipo II. En el período igual a 0,26 s se desarrolla la aceleración máxima de la forma espectral tipo II.

Forma Espectral S2 ($\phi = 0,90$)

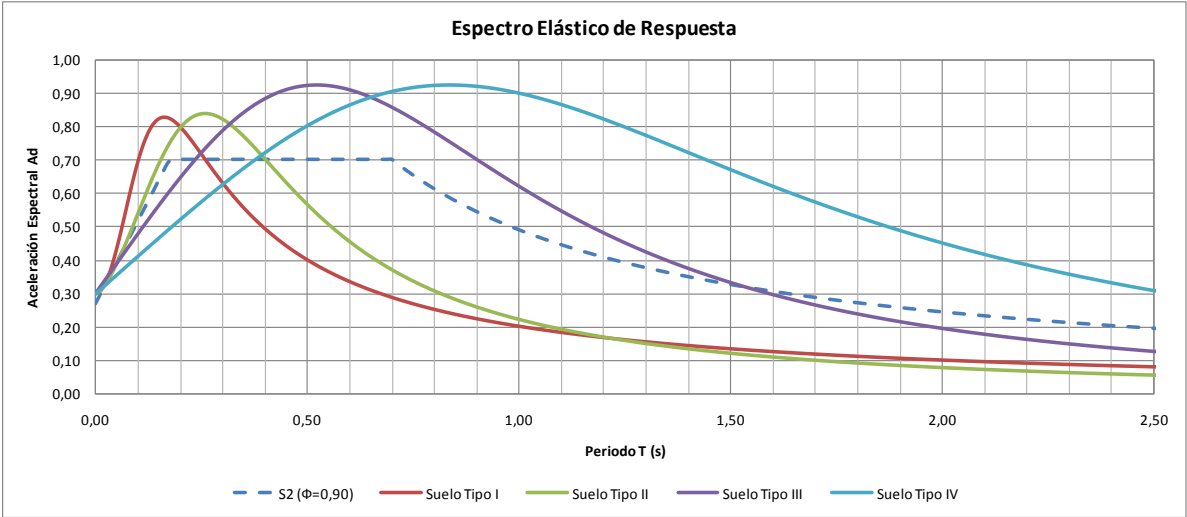


Gráfico IV.6 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\phi=0,90$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Tabla IV.22 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S2 ($\phi=0,90$) y suelos tipo I, II, III y IV.

Edificios	Ta (s)	Aceleración Espectral				
		S2 ($\phi=0,90$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III	Suelo Tipo IV
Bajos	0,27	0,702	0,684	0,840	0,751	0,597
Medios	0,53	0,702	0,380	0,533	0,927	0,825
Altos	1,03	0,477	0,197	0,214	0,600	0,894

En el Gráfico IV.6, se puede notar que el comportamiento de la forma espectral S2 ($\Phi = 0,90$) es similar al comportamiento de los espectros para suelos tipo II y III.

Evalutando la forma espectral S2 ($\Phi = 0,90$) con respecto al espectro para el suelo tipo I, se observa que este último posee aceleraciones mayores que el espectro venezolano hasta períodos menores o iguales a 0,25 s. Posteriormente el espectro S2 supera los valores de aceleraciones para el espectro de suelo tipo I.

Al observar la forma espectral S2 ($\Phi = 0,90$) con el espectro para suelo tipo II se puede notar que entre 0,00 s y 0,02 s el espectro chileno posee aceleraciones mayores que el espectro venezolano, sin embargo en períodos entre 0,03 s y 0,06 s la norma chilena posee menores valores de aceleración que la forma espectral venezolana. Luego en períodos entre 0,07 s hasta 0,40 s el espectro para suelo tipo III presenta aceleraciones mayores que S2 y a partir de 0,40 s el espectro venezolano contempla aceleraciones mayores que el espectro chileno.

Comparando la forma espectral S2 ($\Phi = 0,90$) con el espectro para el suelo tipo III, se observa que para períodos menores a 0,24 s el espectro para suelo tipo III presenta aceleraciones menores que S2, exceptuando los períodos entre 0,00 s y 0,04 s que el espectro chileno posee aceleraciones mayores que S2. Para períodos desde 0,24 s hasta 1,53 s el espectro chileno presenta aceleraciones mayores que S2 y para períodos mayores a 1,53 s la forma espectral venezolana posee aceleraciones mayores que el espectro chileno.

Relacionando la forma espectral S2 ($\Phi = 0,90$) con el espectro para el suelo tipo IV, se observa el espectro chileno presenta aceleraciones menores hasta 0,37 s, excluyendo los períodos entre 0,00 s y 0,02 s que el espectro

chileno posee aceleraciones mayores que S2. Para períodos mayores a 0,37 s el espectro chileno siempre contempla aceleraciones mayores que el espectro venezolano.

Forma Espectral S2 ($\Phi = 0,95$)

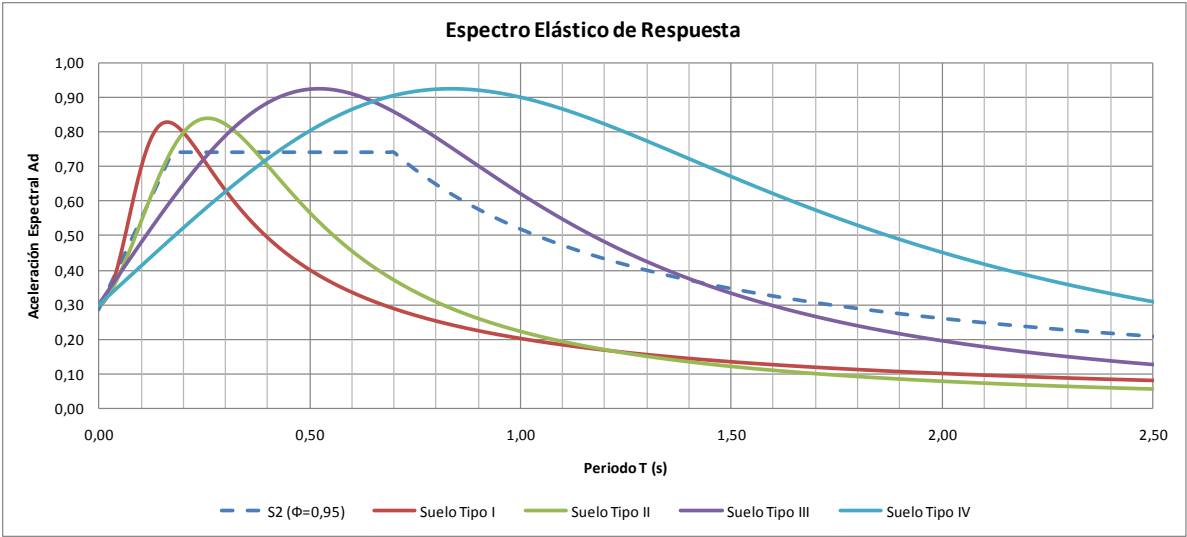


Gráfico IV.7 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\Phi=0,95$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Tabla IV.23 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S2 ($\Phi=0,95$) y suelos tipo I, II, III y IV.

Edificios	Ta (s)	Aceleración Espectral				
		S2 ($\Phi=0,95$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III	Suelo Tipo IV
Bajos	0,27	0,741	0,684	0,840	0,751	0,597
Medios	0,53	0,741	0,380	0,533	0,927	0,825
Altos	1,03	0,504	0,197	0,214	0,600	0,894

En el Gráfico IV.7 se observa que las aceleraciones para forma espectral S2 ($\Phi = 0,95$) se encuentran casi siempre entre un rango de aceleraciones para los espectros de suelo tipo II y III.

Al evaluar la forma espectral S2 ($\Phi = 0,95$) con el espectro para suelo tipo I, se puede notar que el espectro chileno en un período igual a 0,00 s parte de una aceleración mayor que el espectro venezolano, sin embargo en períodos entre 0,01 s hasta 0,4 s las aceleraciones del espectro chileno se

tornan menores a las aceleraciones de la forma espectral venezolana. En períodos desde 0,4 s hasta 0,23 s el espectro para suelo tipo III presenta aceleraciones mayores que S2 y posterior a este período el espectro S2 supera los valores de aceleraciones para el espectro de suelo tipo I.

Evalutando la forma espectral S2 ($\Phi = 0,95$), con respecto al espectro para suelo tipo II, se puede observar que en un período igual a 0,00 s el espectro chileno parte de un mayor valor de aceleración que la forma espectral venezolana, sin embargo, en períodos entre 0,01 s hasta 0,10 s las aceleraciones del espectro chileno se tornan menores a las aceleraciones de la forma espectral venezolana. Posteriormente en períodos de 0,11 a 0,37 s las aceleraciones del espectro para suelo tipo II son mayores que las aceleraciones para la forma espectral S2 y en períodos mayores a 0,37 s las aceleraciones de la forma espectral venezolana superan a las aceleraciones del espectro chileno.

Al relacionar la forma espectral S2 ($\Phi = 0,95$) con el espectro para el suelo tipo III, se puede decir que entre 0,00 s y 0,01 s el espectro chileno posee aceleraciones mayores que el espectro venezolano, sin embargo en períodos entre 0,02 s hasta 0,26 s las aceleraciones del espectro chileno se tornan menores a las aceleraciones de la forma espectral venezolana. Seguidamente en períodos entre 0,26 s hasta 1,42 s el espectro para suelo tipo III presenta aceleraciones mayores que S2 y a partir de 1,42 s las aceleraciones del espectro venezolano superan a las del espectro chileno.

Comparando la forma espectral S2 ($\Phi = 0,95$) con el espectro para el suelo tipo IV, se puede decir que entre 0,00 s y 0,01 s el espectro chileno posee aceleraciones mayores que el espectro venezolano, sin embargo en períodos entre 0,02 s hasta 0,41 s las aceleraciones del espectro chileno se tornan menores a las aceleraciones de la forma espectral venezolana. A partir

de 1,41 s el espectro para suelo tipo III presenta aceleraciones mayores que S2.

Forma Espectral S3 ($\Phi = 0,75$)

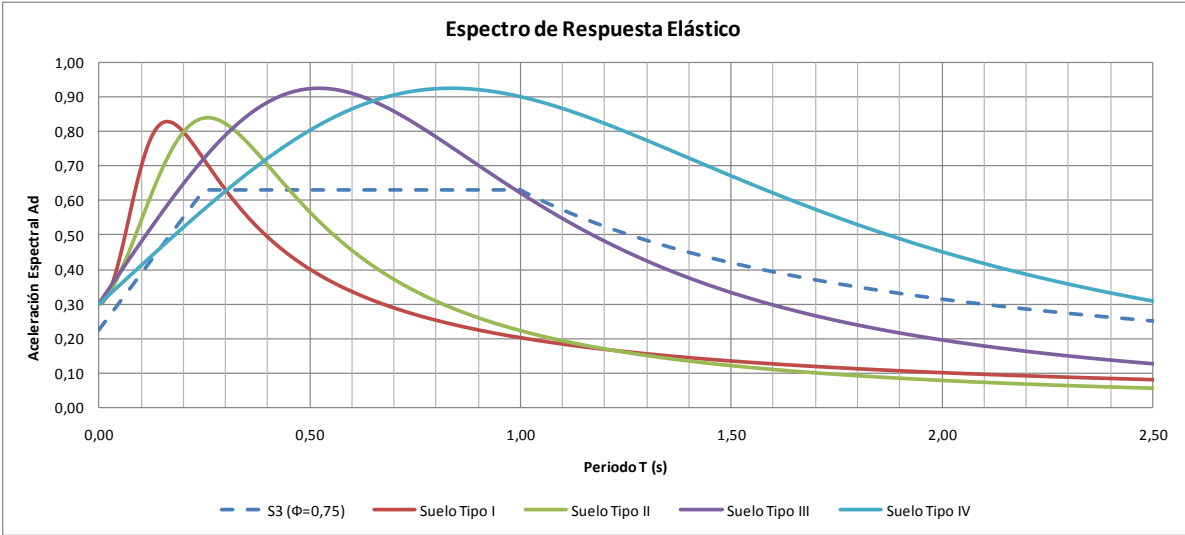


Gráfico IV.8 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,75$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Tabla IV.24 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S3 ($\Phi=0,75$) y suelos tipo I, II, III y IV.

Edificios	Ta (s)	Aceleración Espectral				
		S3 ($\Phi=0,75$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III	Suelo Tipo IV
Bajos	0,27	0,630	0,684	0,840	0,751	0,597
Medios	0,53	0,630	0,380	0,533	0,927	0,825
Altos	1,03	0,612	0,197	0,214	0,600	0,894

En la Gráfico IV.8, se observa que para los suelos tipo I con períodos menores a 0,30 s, suelos tipo II con períodos menores a 0,45 s y suelos tipo III con períodos menores a 0,99 s, los valores de las aceleraciones son mayores que las aceleraciones de la forma espectral S3 ($\Phi=0,75$) para los rangos de períodos antes mencionados.

Asimismo, comparando los espectros del suelo tipo IV con la forma espectral S3 ($\Phi=0,75$) se observa que sólo para los períodos comprendidos en el rango de 0,15 s a 0,31 s, las aceleraciones del espectro venezolano son mayores que las aceleraciones del espectro chileno.

Forma Espectral S3 ($\Phi = 0,80$)

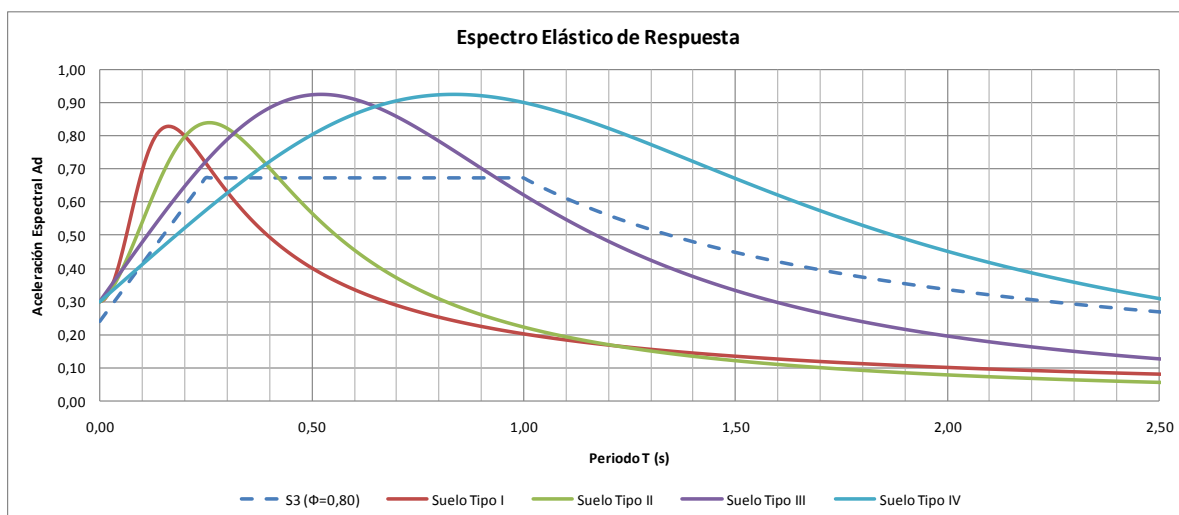


Gráfico IV.9 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Tabla IV.25 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$) y suelos tipo I, II, III y IV.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral				
		S3 ($\Phi=0,80$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III	Suelo Tipo IV
Bajos	0,27	0,672	0,684	0,840	0,751	0,597
Medios	0,53	0,672	0,380	0,533	0,927	0,825
Altos	1,03	0,652	0,197	0,214	0,600	0,894

El Gráfico IV.9 muestra la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$) junto con los espectros establecidos en la norma chilena, en donde se observa un comportamiento muy similar a los encontrados en el Gráfico (anterior). En este sentido, para períodos menores de 0,27 s, 0,42 s y 0,94 s en suelos tipo I, II, y III, respectivamente, las aceleraciones de los espectros chilenos superan al valor de las aceleraciones del espectro venezolano en los rangos mencionados.

El espectro chileno para suelo tipo IV presenta aceleraciones menores que la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$) para períodos entre 0,10 s y 0,35 s. Para los períodos no comprendidos en este rango, las aceleraciones del espectro antes mencionado son mayores que las aceleraciones del espectro S3.

A continuación, se presenta la Tabla IV.25 que contiene las diferencias porcentuales existentes entre las aceleraciones de los espectros chilenos, correspondientes a la norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 con respecto a los espectros venezolanos. Esta diferencia se realizó para cada gráfico, tomando como base las lecturas de aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos, presentadas en las Tablas IV.21, IV.22, IV.23, IV.24 y IV.25. Vale la pena destacar que la diferencia porcentual total corresponde a la suma de los valores absolutos de las diferencias porcentuales para edificios bajos, medios y altos. Los resultados de la Tabla IV.26 se encuentran sintetizados en la Tabla IV.27.

Tabla IV.26 Diferencias porcentuales entre las aceleraciones espectrales correspondientes a suelos tipo I, II, III y IV, Norma NCh433 Of.96 mod. 2009, con respecto a las formas espectrales S1, S2 y S3, Norma COVENIN 1756:2001.

Forma Espectral	Tipo de Suelo	Diferencia Porcentual entre Aceleraciones Espectrales			Diferencia Porcentual Total Σ I%
		Edificios			
		Bajo	Medio	Alto	
S1 (φ=1,00)	I	-4,98%	-30,02%	-29,57%	64,58%
	II	16,69%	-1,97%	-23,35%	42,01%
	III	4,30%	70,58%	114,57%	189,45%
	IV	-17,09%	51,85%	219,60%	288,54%
S2 (φ=0,90)	I	-2,55%	-45,83%	-58,72%	107,10%
	II	19,68%	-24,12%	-55,08%	98,87%
	III	6,97%	32,04%	25,76%	64,77%
	IV	-14,96%	17,54%	87,31%	119,82%
S2 (φ=0,95)	I	-7,67%	-48,68%	-60,90%	117,25%
	II	13,38%	-28,11%	-57,44%	98,93%
	III	1,34%	25,09%	19,14%	45,57%
	IV	-19,44%	11,36%	77,45%	108,25%
S3 (φ=0,75)	I	8,59%	-39,64%	-67,81%	116,04%
	II	33,36%	-15,44%	-64,96%	113,76%
	III	19,20%	47,13%	-1,91%	68,24%
	IV	-5,25%	30,98%	46,10%	82,33%
S3 (φ=0,80)	I	1,81%	-43,41%	-69,82%	115,04%
	II	25,02%	-20,73%	-67,15%	112,90%
	III	11,75%	37,93%	-8,04%	57,72%
	IV	-11,17%	22,79%	36,97%	70,93%

De la Tabla IV.26 se obtiene lo siguiente:

- El espectro correspondiente a la forma espectral S1 se asemeja más al espectro del suelo tipo II por tener menor diferencia porcentual total. Asimismo, la menor diferencia se halló en edificios de altura media y la mayor diferencia en edificios altos.
- Los espectros correspondientes a las formas espectrales S2 tienen menor diferencia porcentual total con el espectro para el suelo tipo III razón por la cual se asemejan más a este tipo de suelo. En ambos casos la menor diferencia porcentual se encuentra en edificios de altura baja y la mayor diferencia en edificios medios.
- Los espectros correspondientes a las formas espectrales S3 tienen menor diferencia porcentual total con el espectro para el suelo tipo III razón por la cual se asemejan más a este tipo de suelo. En ambos casos la menor diferencia porcentual se encuentra en edificios de altura alta y la mayor diferencia en edificios medios.

Tabla IV.27 Correspondencia entre espectros de la Norma COVENIN 1756:2001 y la Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.

Norma COVENIN 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod.2009
Forma Espectral	Espectro para tipo de suelo
S1	II
S2	III
S3	III

Comparación de espectros elásticos entre la norma venezolana COVENIN 1756:2001 y la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia

A continuación se muestran los gráficos correspondientes a la comparación entre espectros, seguidas de una tabla resumen de aceleraciones espectrales y de una breve descripción para cada gráfica.

De manera general, se puede observar que en todas los gráficos la aceleración de la rama constante del espectro venezolano es siempre menor que las aceleraciones de las ramas constantes de los espectros chilenos.

Es importante destacar que no se contemplaron los espectros chilenos para suelos tipo IV y V debido a que los datos correspondientes para la construcción de los mismos no se presentan en la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Forma Espectral S1 ($\Phi = 1,00$)

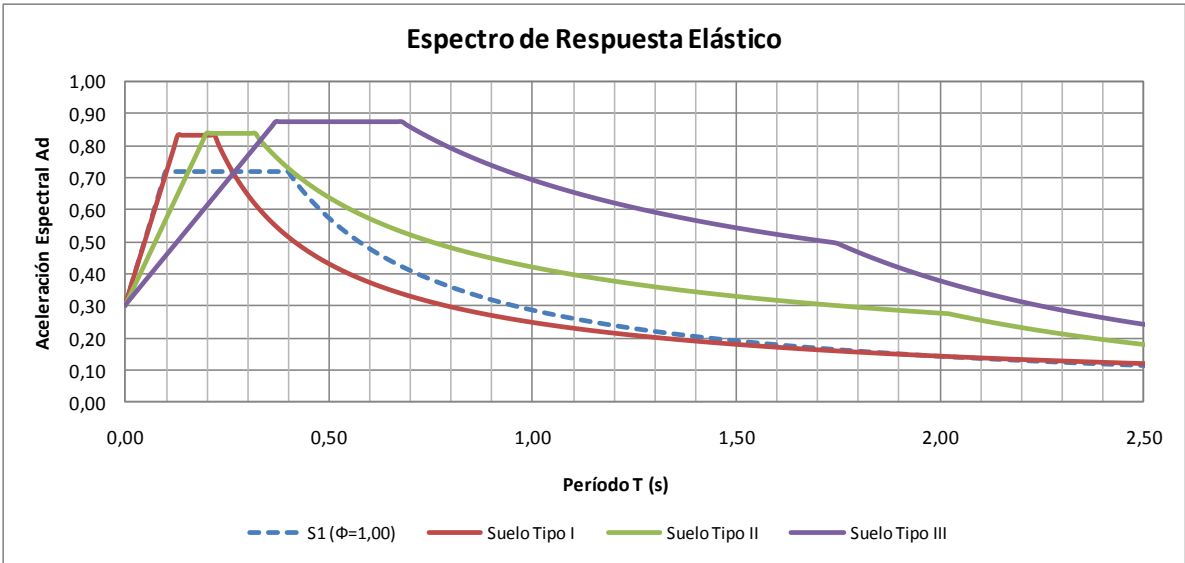


Gráfico IV.10 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S1 ($\Phi=1,00$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.28 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondiente a la forma espectral S1 ($\Phi=1,00$) y suelos tipo I, II y III.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral			
		S1 ($\Phi=1,00$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III
Bajos	0,27	0,720	0,705	0,840	0,718
Medios	0,53	0,543	0,411	0,619	0,873
Altos	1,03	0,280	0,242	0,415	0,680

En el Gráfico IV.10, se muestran los espectros para S1 y suelos tipo I, II y III, en dónde se observa que el comportamiento de S1 se asemeja al comportamiento de los espectros para suelos tipo I y II.

La forma espectral S1 y suelo tipo I presentan aceleraciones similares para períodos menores de 0,10 s y para períodos entre 0,10 y 0,26 s la norma chilena posee mayores valores de aceleración. Luego para períodos desde 0,27 a 2,10 s se invierte el comportamiento y a partir de 2,10 s las aceleraciones del espectro chileno se tornan mayores que S1.

Evaluando la forma espectral S1 con respecto al suelo tipo II, se observa que para períodos menores a 0,15 s el espectro venezolano presenta aceleraciones mayores que el espectro chileno. Posteriormente para valores mayores a 0,15 s el espectro correspondiente al suelo tipo II posee aceleraciones mayores a S1.

Forma Espectral S2 ($\Phi = 0,90$)

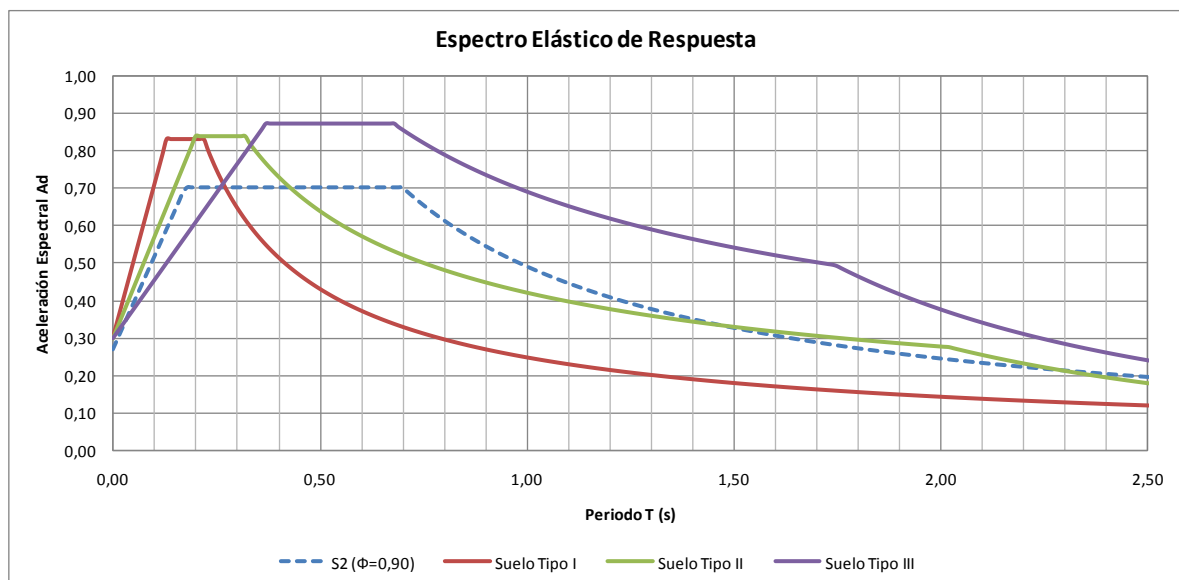


Gráfico IV.11 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\Phi=0,90$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.29 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S2 ($\Phi=0,90$) y suelos tipo I, II y III.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral			
		S2 ($\Phi=0,90$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III
Bajos	0,27	0,702	0,705	0,840	0,718
Medios	0,53	0,702	0,411	0,619	0,873
Altos	1,03	0,477	0,242	0,415	0,680

En el Gráfico IV.11, se observa que, en un rango de períodos considerables, los valores de aceleraciones para la forma espectral S2 ($\Phi=0,90$) se encuentran entre los valores de aceleraciones para los espectros de suelo tipo II y III.

Comparando la forma espectral S2 ($\Phi = 0,90$) con los espectros para el suelo tipo I y tipo II, se observa que estos últimos presentan aceleraciones mayores que el espectro venezolano para períodos menores a 0,27 s y 0,42 s, respectivamente. Luego el espectro S2 supera los valores de aceleraciones para el espectro de suelo tipo I. Por otra parte, las aceleraciones del espectro S2 superan a las aceleraciones del espectro para el suelo tipo II, a excepción para el rango de períodos entre 1,46 s a 2,30 s.

Relacionando la forma espectral S2 con el espectro para el suelo tipo III, se puede notar que para períodos menores a 0,25 s el espectro para suelo tipo III presenta aceleraciones menores que S2 y para períodos mayores al antes mencionado el espectro chileno presenta aceleraciones mayores.

Forma Espectral S2 ($\Phi = 0,95$)

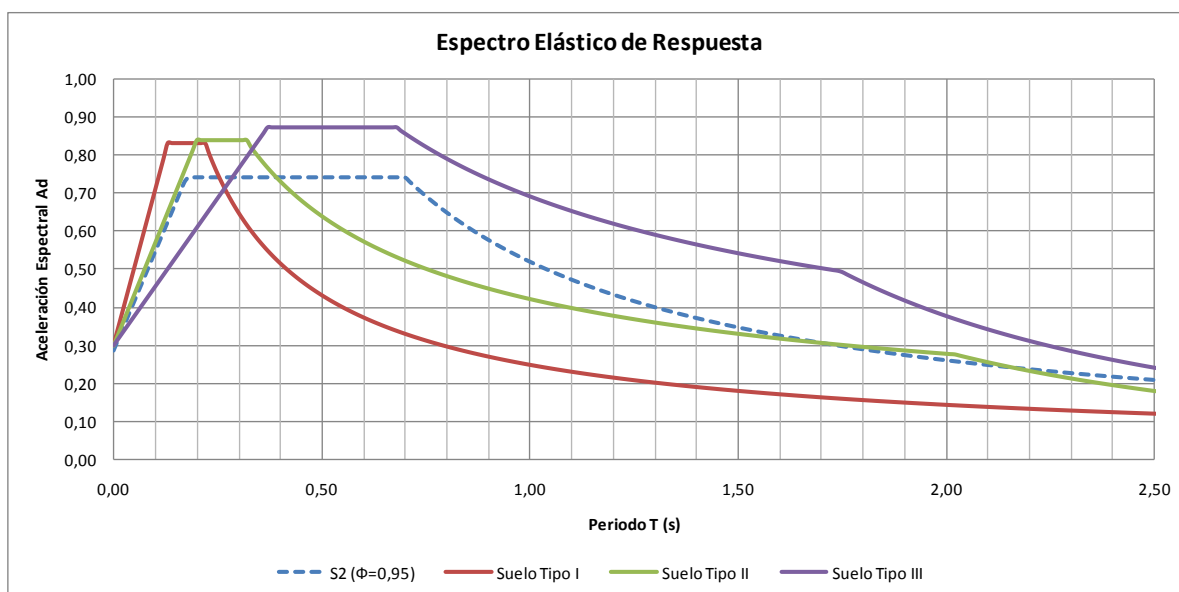


Gráfico IV.12 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S2 ($\Phi=0,95$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.30 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S2 ($\Phi=0,95$) y suelos tipo I, II y III.

Edificios	Ta (s)	Aceleración Espectral			
		S2 ($\Phi=0,95$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III
Bajos	0,27	0,741	0,705	0,840	0,718
Medios	0,53	0,741	0,411	0,619	0,873
Altos	1,03	0,504	0,242	0,415	0,680

En el Gráfico IV.12 se puede notar que en un rango de períodos importante, los valores de aceleraciones para la forma espectral S2 ($\Phi = 0,95$) se encuentran entre los valores de aceleraciones para los espectros de suelo tipo I y II.

La forma espectral S2 ($\Phi = 0,95$) contrastada con los espectros para el suelo tipo I y tipo II, evidencia que estos últimos presentan aceleraciones mayores que el espectro venezolano para períodos menores a 0,25 s y 0,39 s, respectivamente. Luego el espectro S2 supera los valores de aceleraciones para el espectro de suelo tipo I. Asimismo las aceleraciones del espectro S2

superan las aceleraciones para el suelo tipo II, exceptuando el rango de períodos comprendidos entre 1,68 s a 2,19 s.

Comparando la forma espectral S2 con el espectro para el suelo tipo III, es notorio que para períodos menores a 0,29 s este último presenta aceleraciones menores que S2 y para períodos mayores al antes mencionado el espectro chileno presenta aceleraciones mayores.

Forma Espectral S3 ($\phi = 0,75$)

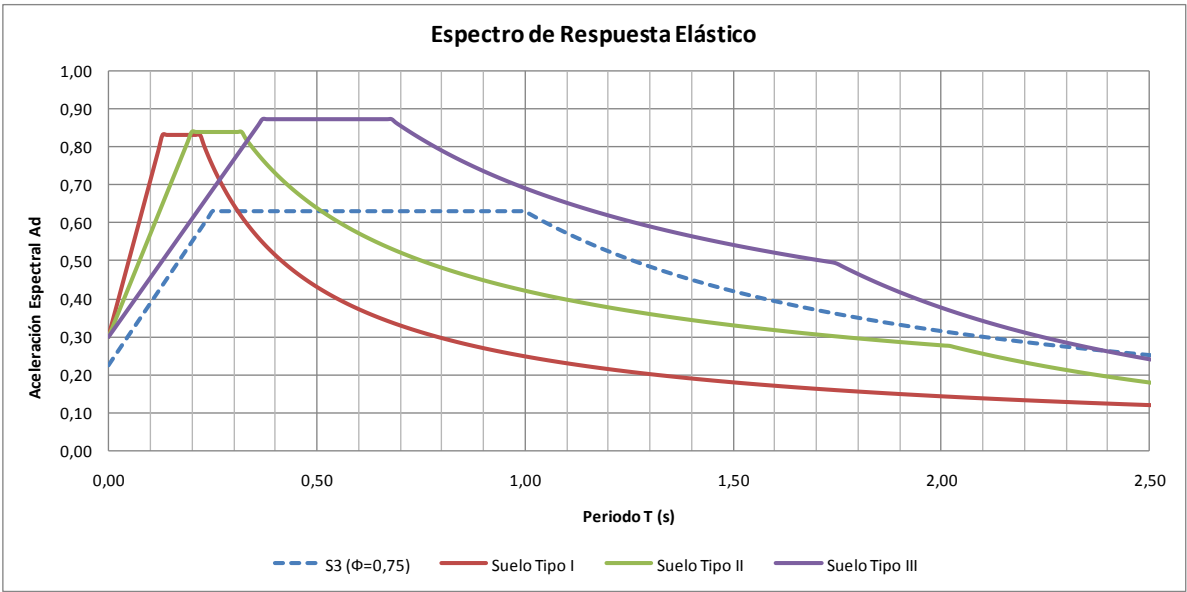


Gráfico IV.13 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,75$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.31 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S3 ($\Phi=0,75$) y suelos tipo I, II y III.

Edificios	Ta (s)	Aceleración Espectral			
		S3 ($\phi=0,75$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III
Bajos	0,27	0,63	0,705	0,840	0,718
Medios	0,53	0,630	0,411	0,619	0,873
Altos	1,03	0,612	0,242	0,415	0,680

Al comparar, en el Gráfico IV.13, la forma espectral S3 ($\phi = 0,75$) con los espectros para el suelo tipo I, II y III, se observa que estos últimos presentan

aceleraciones mayores que el espectro venezolano para períodos menores a 0,31 s, 0,51 s, y 2,40 s, respectivamente. Una vez superado estos períodos las aceleraciones de los espectros chilenos son menores que las aceleraciones del espectro venezolano.

Forma Espectral S3 ($\phi = 0,80$)

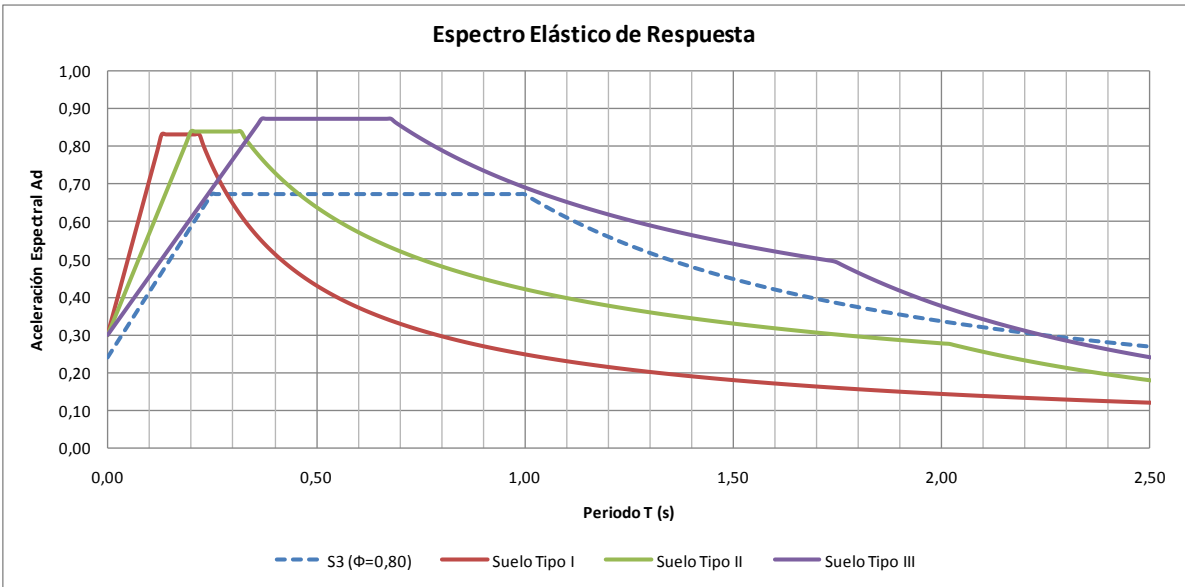


Gráfico IV.14 Espectro de respuesta elástica. Forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, en comparación con los espectros para suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.32 Aceleración espectral para edificios bajos, medios y altos correspondientes a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$) y suelos tipo I, II y III.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral			
		S3 ($\phi=0,80$)	Suelo Tipo I	Suelo Tipo II	Suelo Tipo III
Bajos	0,27	0,672	0,705	0,840	0,718
Medios	0,53	0,672	0,411	0,619	0,873
Altos	1,03	0,652	0,242	0,415	0,680

Al evaluar, en el Gráfico IV.14, la forma espectral S3 ($\Phi = 0,80$) con los espectros para el suelo tipo I, II y III, se puede notar que los espectros chilenos poseen mayores aceleraciones que el espectro venezolano para períodos menores a 0,28 s, 0,46 s, y 2,25 s, respectivamente. A partir de los períodos antes mencionados las aceleraciones de los espectros chilenos son menores que las aceleraciones del espectro venezolano.

A continuación se presenta la Tabla IV.33 que contiene las diferencias porcentuales existentes entre las aceleraciones presentadas en las Tablas IV.28, IV.29, IV.30, IV.31 y IV.32 correspondientes a los espectros chilenos, de acuerdo a la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, con respecto a los espectros venezolanos. Los resultados de la Tabla IV.33 encuentran sintetizados en la Tabla IV.34.

Tabla IV.33 Diferencias porcentuales entre las aceleraciones espectrales correspondientes a suelos tipo I, II y III, Propuesta de Norma Técnica de Emergencia, con respecto a las formas espectrales S1, S2 y S3, Norma COVENIN 1756:2001.

Forma Espectral	Tipo de Suelo	Diferencia Porcentual entre Aceleraciones Espectrales			Diferencia Porcentual Total $\sum \% $
		Edificios			
		Bajo	Medio	Alto	
S1 ($\phi=1,00$)	I	-2,06%	-24,34%	-13,59%	40,00%
	II	16,70%	13,86%	48,52%	79,08%
	III	-0,25%	60,67%	143,04%	203,96%
S2 ($\phi=0,90$)	I	0,45%	-41,44%	-49,36%	91,25%
	II	19,69%	-11,86%	-12,95%	44,51%
	III	2,31%	24,37%	42,44%	69,12%
S2 ($\phi=0,95$)	I	-4,84%	-44,52%	-52,02%	101,38%
	II	13,39%	-16,50%	-17,53%	47,43%
	III	-3,08%	17,83%	34,94%	55,85%
S3 ($\phi=0,75$)	I	11,93%	-34,74%	-60,50%	107,17%
	II	33,37%	-1,79%	-32,10%	67,26%
	III	14,00%	38,59%	11,10%	63,69%
S3 ($\phi=0,80$)	I	4,93%	-38,82%	-62,97%	106,73%
	II	25,03%	-7,93%	-36,35%	69,31%
	III	6,87%	29,92%	4,16%	40,96%

De la Tabla IV.33 se obtiene lo siguiente:

- La forma espectral S1 se asemeja más al espectro de respuesta correspondiente al suelo tipo I por tener menor diferencia porcentual total. Asimismo, la menor diferencia se halló en edificios de altura baja y la mayor diferencia en edificios medios.
- El espectro para suelo tipo II, es el más parecido a las formas espectrales venezolanas S2, por presentar la diferencia porcentual total menor. En este sentido, se observa que para la forma espectral S2 ($\Phi=0,90$) son los

edificios bajos que presentan la diferencia porcentual más significativa, mientras que la menor diferencia fue para edificios medios. Asimismo, se puede notar que para la forma espectral S2 ($\Phi=0,95$) son los edificios altos que presentan la diferencia porcentual más significativa, mientras que la menor diferencia fue para edificios bajos.

- Los espectros correspondientes a las formas espectrales S3 se asemejan al espectro correspondiente al suelo tipo III, dado que tienen la menor diferencia porcentual total. Para la forma espectral S3 ($\Phi=0,75$), la menor diferencia porcentual se halla en edificios altos y la mayor diferencia porcentual en edificios de medios. Por su parte, para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), la menor diferencia porcentual se encuentra en edificios altos y la mayor diferencia porcentual en edificios medios.

Tabla IV.34 Correspondencia entre espectros de la Norma COVENIN 1756:2001 y la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Norma COVENIN 1756:2001	Propuesta de Norma Técnica de Emergencia
Forma Espectral	Espectro para tipo de suelo
S1	I
S2	II
S3	III

4.4.9 Espectros de Diseño

En primer lugar, recordemos, que los espectros de diseño se construyen con los espectros elásticos reducidos, sin embargo cada normativa sísmica propone diferentes parámetros para su reducción y eso se evaluará en este apartado.

Vale la pena acotar que en esta comparación se incluye el estudio del parámetro que reduce el espectro elástico de la norma NCh 433 Of.96 mod.2009, extendiendo los alcances iniciales de este trabajo.

A continuación se muestra la Tabla IV.35 que contiene los parámetros para reducir el espectro elástico propuestos por cada normativa.

Tabla IV.35 Parámetros para la reducción del espectro elástico de las normas COVENIN 1756:2001, NCh 433 Of.96 mod.2009 y Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Norma COVENIN 1756:2001		Norma NCh 433 Of.96 mod.2009		Propuesta de Norma Técnica de Emergencia	
Rango de Período de Vibración	Divisores del Espectro Elástico	Rango de Período de Vibración	Divisores del Espectro Elástico	Rango de Período de Vibración	Divisores del Espectro Elástico
$T < T^+$	$1 + \left(\frac{T}{T^+}\right)^c (R - 1)$	Para cualquier período	R^*	Para cualquier período	$\frac{R^*}{I}$
$T^+ \leq T \leq T^*$	R				
$T > T^*$	R				

En la tabla anterior se observa que la normativa venezolana establece que para períodos menores a T^+ se reduce el espectro elástico entre los valores de: R , T , c y T^+ , en donde el valor c depende del factor de reducción de respuesta R y del tipo de suelo; y T^+ depende únicamente de R . En períodos mayores a T^+ siempre se reduce el espectro por el factor R .

De igual forma, la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 establece que el espectro elástico suavizado es reducido entre R^* , el cual depende de T_o , R_o y T^* (véase *Fórmula 2.9*). El primero es un parámetro relativo al tipo de suelo de fundación, el segundo es el factor de reducción de respuesta establecido para la estructura y T^* corresponde al período con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

Por otra parte, en la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia se observa que el espectro de diseño se obtiene al dividir el espectro de elástico

entre el cociente (R^*/I) , en donde I es un parámetro relativo a la categoría del edificio.

Al comparar las tres normativas es apreciable que los espectros de diseño venezolanos son sólo reducidos por parámetros relativos al tipo de suelo de fundación y al factor de respuesta R . En cambio, en ambas normativas chilenas, además de tomar en cuenta lo anterior, agregan un parámetro adicional, el cual es T^* que es el período con mayor masa traslacional de la edificación.

Es importante destacar que para un período igual a $T = 0$ segundos, el espectro elástico venezolano parte del valor $\alpha \varphi A_o$, al igual que su espectro de diseño. Por el contrario, la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 establece que el espectro de diseño no parte del mismo valor de aceleración que su espectro elástico, debido a que este último es reducido entre R^* cuando $T = 0$ segundos. De igual forma, ocurre con la Propuesta de Norma Técnica Chilena, con la salvedad de que este es reducido por el factor (R^*/I) que es constante para cualquier período.

Una vez estudiado los parámetros para la reducción del espectro elástico de las normativas de Venezuela y Chile, se compararán los espectros de diseño de las normativas en estudio. Este desarrollo hace necesario recordar que en las combinaciones de carga presentadas por la norma venezolana COVENIN 1756:2001 se contempla un factor que multiplica a la acción sísmica igual a 1, mientras que en la norma chilena NCh 433 Of.96 mod. 2009 y en la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia se presenta un factor que multiplica a la acción sísmica igual a 1,4.

Por lo tanto, para comparar en iguales condiciones los espectros de diseño, se utilizará el factor de reducción de respuesta chileno R^* en su

condición última, estudiado en el apartado 4.4.5 “Factores de reducción de respuesta”.

A continuación, se muestran las diferencias entre los espectros de diseño obtenidos con los parámetros de la norma COVENIN 1756:2001 y de la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 y luego se presentan las diferencias entre los espectros de diseño obtenidos con los parámetros de la norma COVENIN 1756:2001 y de la Propuesta de Norma Técnica.

Es preciso recordar que la altura de la edificación influye en la construcción del espectro de diseño de la Norma NCh 433 Of.96 mod.2009 y de la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia. Para la realización de los espectros se consideraron edificaciones de altura baja, media y alta de acuerdo a las recomendaciones de FEMA-NIBS (2009), cuyos períodos se obtuvieron de acuerdo a la Fórmula (2.21). Las demás consideraciones para la realización de los espectros de diseño se muestran en la Tabla IV.36.

Tabla IV.36 Consideraciones para la construcción de los espectros de diseño.

Consideraciones	Norma COVENIN 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod.2009	Propuesta de Norma Técnica de Emergencia
Zona Sísmica	Zona 5	Zona 2	Zona 2
Coefficiente de Aceleración Horizontal	0,30	0,30	0,30
Grupo ó Categoría de la Estructura	Grupo B2	Categoría II	Categoría II
Forma Espectral	S3 ($\Phi = 0,80$)	Suelo Tipo III	Suelo Tipo III
Material	Concreto Armado	Concreto Armado	Concreto Armado
Sistema Estructural	Tipo I	Pórticos	Pórticos
Nivel de Diseño	ND3	-	-
Periodo Fundamental de la estructura	-	Ta (Edif. Bajo) = 0,27 s Ta (Edif. Mediano) = 0,57 s Ta (Edif. Alto) = 1,03 s	Ta (Edif. Bajo) = 0,27 s Ta (Edif. Mediano) = 0,57 s Ta (Edif. Alto) = 1,03 s
Factor de Reducción de Respuesta	R = 6	R = 11 R* (Edif. Bajo) = 3,70 R* (Edif. Mediano)= 5,30 R* (Edif. Alto) = 7,11	R = 11 R* (Edif. Bajo) = 3,70 R* (Edif. Mediano)= 5,30 R* (Edif. Alto) = 7,11

Los valores de abscisas y ordenadas correspondientes a los espectros de diseño empleados para el desarrollo de este apartado se encuentran en los Anexos D, E y F.

Edificios Bajos

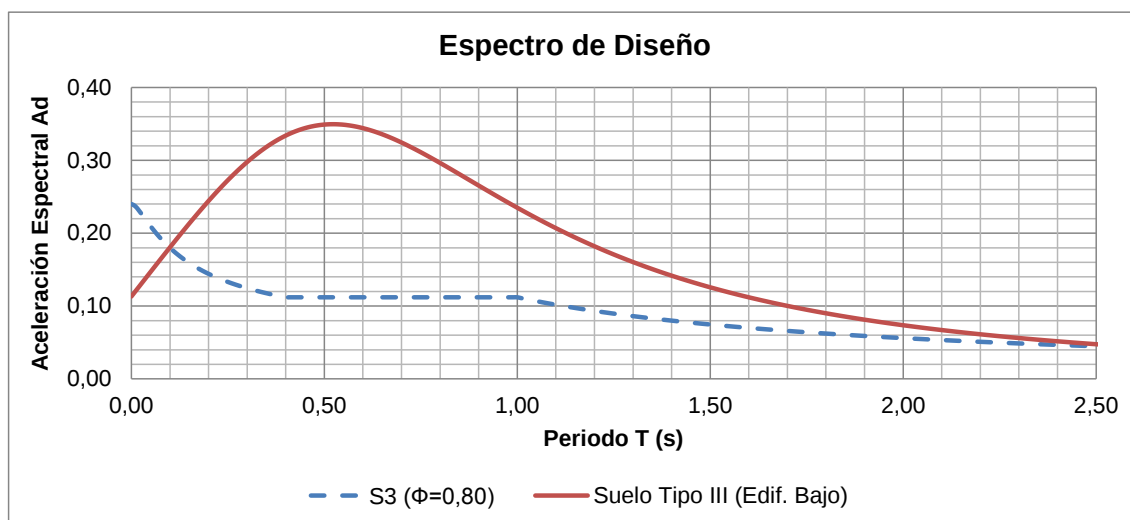


Gráfico IV.15 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.

Tabla IV.37 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral		Diferencia porcentual entre aceleraciones espectrales
		S3 ($\Phi=0,80$)	Suelo Tipo III	
Bajos	0,27	0,129	0,283	119,38%

En el Gráfico IV.15 se muestra la comparación entre el espectro de diseño para la forma espectral S3 venezolana y el espectro de diseño para el suelo tipo III de la norma NCh 433 Of.96 mod.2009, el cual corresponde a un edificio bajo. En éste se puede observar que para períodos menores a 0,09 s, la norma venezolana contempla valores de aceleraciones espectrales más altos que la norma chilena; para períodos mayores a 0,09 s la norma chilena presenta siempre valores de aceleraciones mayores, acercándose a las aceleraciones venezolanas en períodos mayores a 2,00 s.

En la Tabla IV.37 se puede notar que para el período fundamental de un edificio bajo, la aceleración para la forma espectral S3 es 0,129 g y para el espectro del suelo Tipo III es 0,283 g, existiendo una diferencia de la segunda con respecto a la primera de 119,38 %.

Edificios Medianos

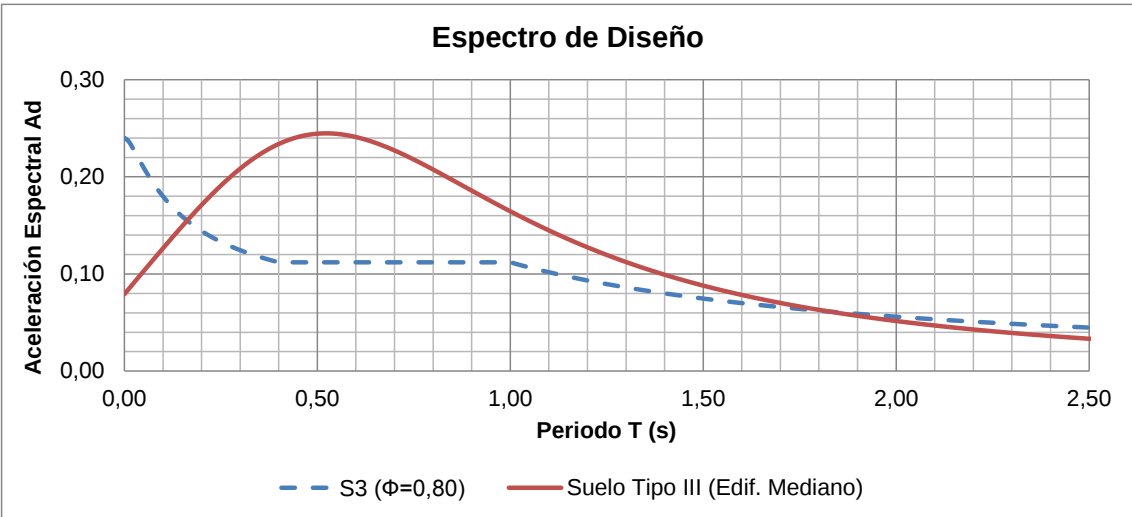


Gráfico IV.16 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.

Tabla IV.38 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral		Diferencia porcentual entre aceleraciones espectrales
		S3 ($\Phi=0,80$)	Suelo Tipo III	
Medios	0,53	0,112	0,245	118,75%

En el Gráfico IV.16 se muestra la comparación entre el espectro de diseño para la forma espectral S3 venezolana y el espectro de diseño para el suelo tipo III de la norma NCh 433Of.96 mod.2009 correspondiente a un edificio mediano. En éste se puede observar que para períodos menores a 0,16 s, la norma venezolana contempla aceleraciones espectrales mayores que la norma chilena; para períodos entre 0,16 s y 1,82 s la norma chilena presenta valores

de aceleraciones mayores y por último, para períodos superiores a 1,82 s la norma venezolana contempla aceleraciones mayores que la chilena.

En la Tabla IV.38 se puede notar que para el período fundamental de un edificio mediano, la aceleración para la forma espectral S3 es 0,112 g y para el espectro del suelo Tipo III es 0,245 g, existiendo una diferencia de la segunda con respecto a la primera de 118,75 %.

Edificios Altos

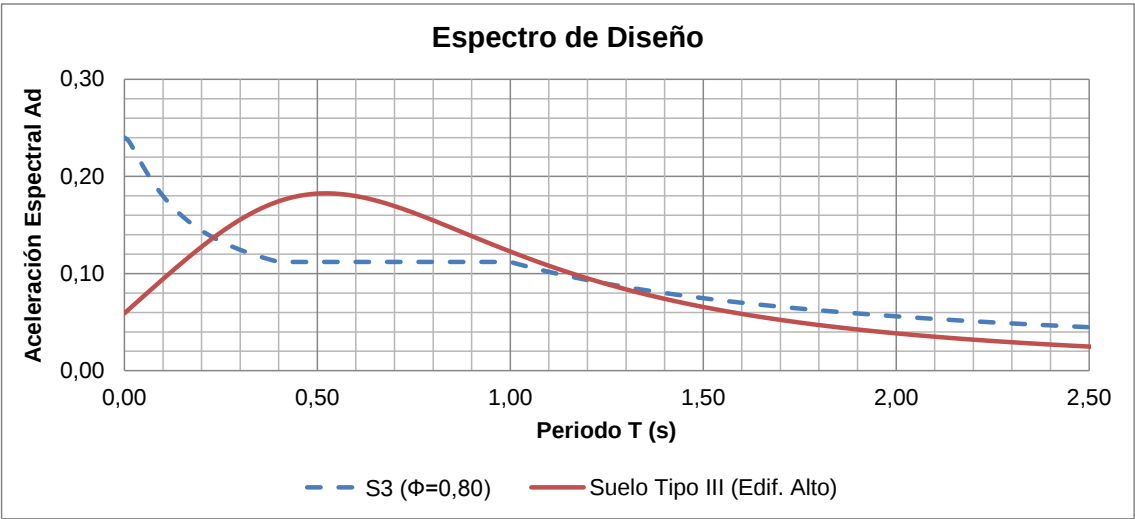


Gráfico IV.17 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.

Tabla IV.39 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral		Diferencia porcentual entre aceleraciones espectrales
		S3 ($\Phi=0,80$)	Suelo Tipo III	
Altos	1,03	0,109	0,118	8,26%

En el Grafico IV.17 se muestra la comparación entre el espectro de diseño para la forma espectral S3 venezolana y el espectro de diseño para el suelo tipo III de la norma NCh 433Of.96 mod.2009 correspondiente a un edificio alto. En éste se puede observar que para períodos menores a 0,23 s, la norma

venezolana contempla aceleraciones espectrales mayores que la norma chilena; para períodos comprendidos entre 0,23 s y 1,24 s la norma chilena presenta valores de aceleraciones mayores y por último, para períodos superiores a 1,24 s la norma venezolana contempla aceleraciones mayores que la chilena.

En la Tabla IV.39 se puede notar que para el período fundamental de un edificio alto, la aceleración para la forma espectral S3 es 0,109 g y para el espectro del suelo Tipo III es 0,118 g, existiendo una diferencia de la segunda con respecto a la primera de 8,26 %.

Edificios Bajos

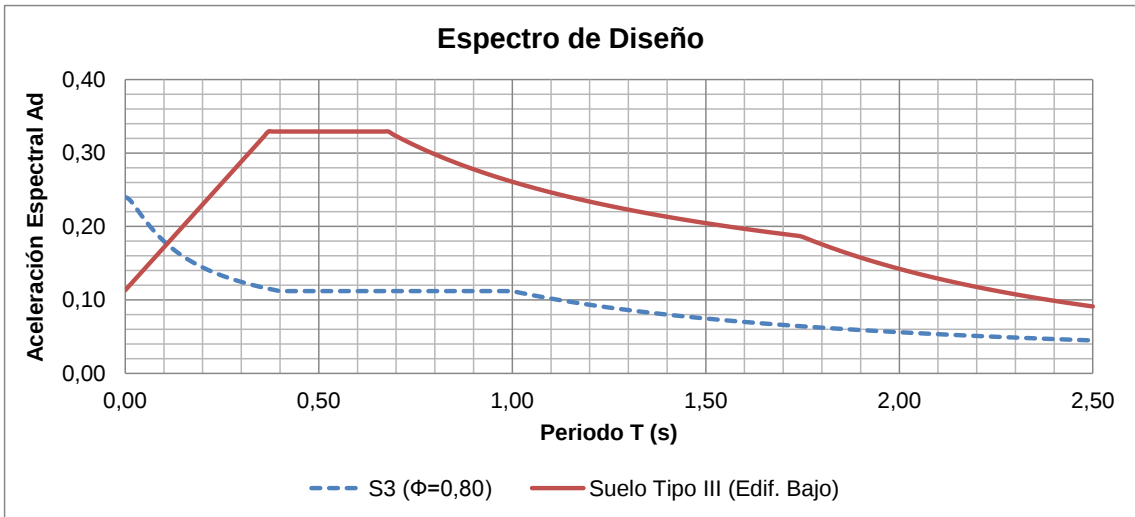


Gráfico IV.18 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.40 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. bajo), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.

Edificios	Ta (s)	Aceleración Espectral		Diferencia porcentual entre aceleraciones espectrales
		S3 ($\Phi=0,80$)	Suelo Tipo III	
Bajos	0,27	0,129	0,271	110,08%

En el Grafico IV.18 se puede apreciar la comparación entre el espectro de diseño para la forma espectral S3 venezolana y el espectro de diseño para el suelo tipo III de la Propuesta de Norma Técnica, correspondiente para un edificio bajo. En el mismo se puede notar que para períodos menores a 0,10 s, la norma venezolana presenta aceleraciones espectrales mayores que la propuesta chilena, de forma contraria para períodos mayores a 0,10 s, la propuesta chilena establece siempre aceleraciones mayores.

En la Tabla IV.40 se observa que para el período fundamental de un edificio bajo, la aceleración para la forma espectral S3 es 0,129 g y para el espectro del suelo Tipo III es 0,271 g, existiendo una diferencia de la segunda con respecto a la primera de 110,08 %.

Edificios Medianos

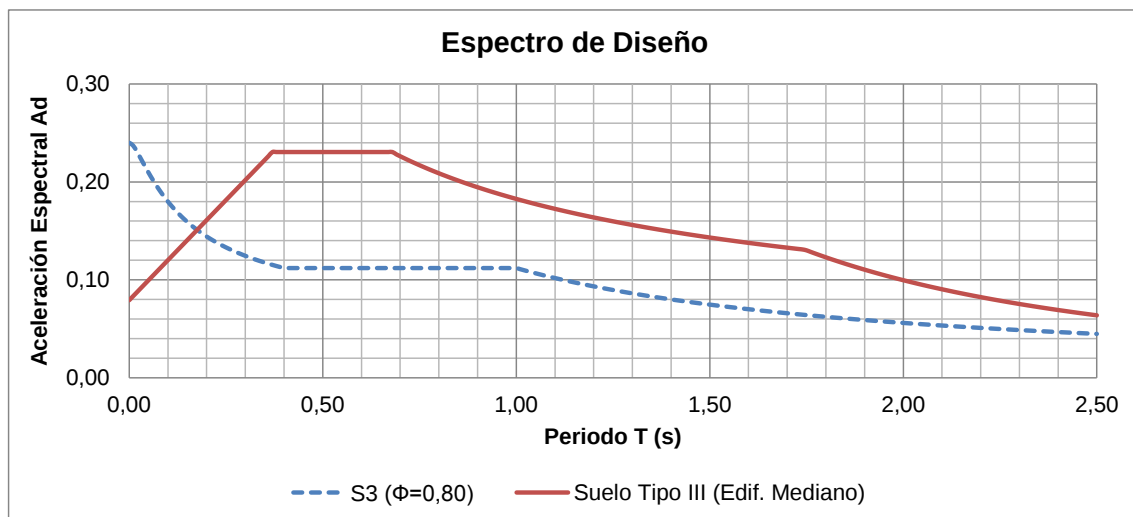


Gráfico IV.19 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.41 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. mediano), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.

Edificios	Ta (s)	Aceleración Espectral		Diferencia porcentual entre aceleraciones espectrales
		S3 ($\Phi=0,80$)	Suelo Tipo III	
Medios	0,53	0,112	0,231	106,25%

En el Grafico IV.19 se puede apreciar la comparación entre el espectro de diseño para la forma espectral S3 venezolana y el espectro de diseño para el suelo tipo III de la Propuesta de Norma Técnica, correspondiente para un edificio mediano. En el mismo se puede notar que para períodos menores a 0,17 s, la norma venezolana presenta aceleraciones espectrales mayores que la propuesta chilena, de forma contraria para períodos mayores a 0,17 s, la propuesta chilena establece siempre aceleraciones mayores.

En la Tabla IV.41 se observa que para el período fundamental de un edificio mediano, la aceleración para la forma espectral S3 es 0,112 g y para el espectro del suelo Tipo III es 0,231 g, existiendo una diferencia de la segunda con respecto a la primera de 106,25 %.

Edificios Altos

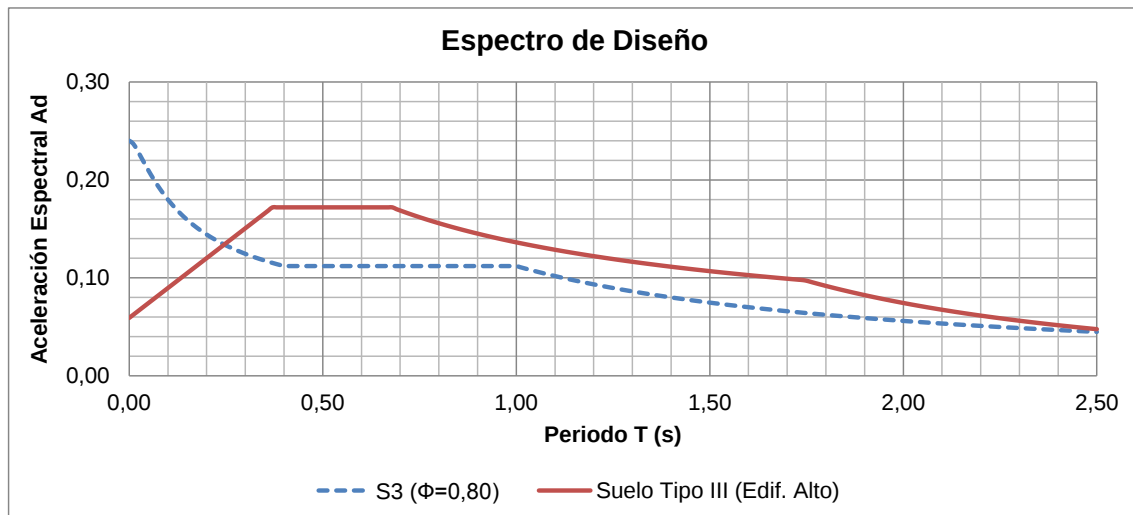


Gráfico IV.20 Comparación de los espectros de diseño para la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001, con el espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Tabla IV.42 Diferencia porcentual de las aceleraciones de diseño correspondientes al espectro para suelo tipo III (Edif. alto), Norma NCh 433 Of.96 mod.2009, con respecto a la forma espectral S3 ($\Phi=0,80$), Norma COVENIN 1756:2001.

Edificios	T_a (s)	Aceleración Espectral		Diferencia porcentual entre aceleraciones espectrales
		S3 ($\Phi=0,80$)	Suelo Tipo III	
Altos	1,03	0,109	0,134	22,94%

En el Grafico IV.20 se puede apreciar la comparación entre el espectro de diseño para la forma espectral S3 venezolana y el espectro de diseño para el suelo tipo III de la Propuesta de Norma Técnica, correspondiente para un edificio alto. En el mismo se puede notar que para períodos menores a 0,25 s, la norma venezolana presenta aceleraciones espectrales mayores que la propuesta chilena; para períodos mayores a 0,25 s, la propuesta chilena establece siempre aceleraciones mayores, acercándose a las aceleraciones venezolanas en periodos mayores a 2,50 s.

En la Tabla IV.42 se observa que para el período fundamental de un edificio alto, la aceleración para la forma espectral S3 es 0,109 g y para el espectro del suelo Tipo III es 0,134 g, existiendo una diferencia de la segunda con respecto a la primera de 22,94 %.

Este estudio demuestra que para edificios de altura baja, media y alta, tanto la norma chilena NCh 433 Of.96 mod.2009 como la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia contemplan una aceleración de diseño mayor que la norma venezolana COVENIN 1756:2001, lo cual implica en el diseño de la edificación fuerzas sísmicas mayores.

4.4.10 Métodos de Análisis

4.4.10.1 Análisis Estático

Los requisitos para la aplicación del análisis estático en ambas normas exigen el cumplimiento de lo dispuesto en la Tabla IV.43.

Tabla IV.43 Comparación entre los requisitos para el análisis estático según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Análisis Estático		
Requisito	Norma COVENIN 1756:2001	Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009
Zona Sísmica	-	1
Estructura Regular	Obligatorio	No Especifica
Grupo de la Edificación	-	I y II
Número de Pisos Máximo	< 10	< 5
Altura Máxima	< 30 m	< 20 m

En este sentido, se observa que la norma venezolana no restringe el uso del análisis estático de acuerdo a la zona sísmica donde se encuentre ubicada la estructura y la norma chilena sí lo hace, permitiendo sólo el uso de este análisis para edificaciones ubicadas en la zona sísmica 1.

Por otra parte, la norma venezolana considera como obligatorio que la edificación sea regular, a diferencia de la norma chilena que no especifica esta condición. Además la norma venezolana no establece como requisito el uso de la edificación es decir, el Grupo, mientras que la norma chilena permite aplicar el análisis estático a edificaciones clasificables en las Categorías I y II.

El número de pisos es considerado como requisito en ambas normas pero con algunas diferencias. Para el número máximo de pisos la norma venezolana considera 10 pisos y la chilena 5 pisos. En cuanto a la altura

máxima de la edificación, la diferencia entre ambas normas radica en que la norma venezolana establece como límite 10 metros más que la norma chilena.

De acuerdo al estudio anterior, se puede decir que la norma chilena resulta más estricta que la norma venezolana ya que exige el cumplimiento de un mayor número de requisitos para la aplicación del análisis estático.

Corte Basal Para el Análisis Estático

Al emplear el análisis estático, ambas normas establecen criterios para calcular el corte basal de la edificación, tal como se señala en el apartado 2.9.10.1.

A continuación, se presenta la Tabla IV.44 que muestra, de acuerdo a cada normativa, la formulación para el corte basal, el coeficiente sísmico y por último las restricciones asociadas al cálculo del corte basal.

Tabla IV.44 Comparación entre los criterios para la obtención del corte basal según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Corte Basal			
Norma	Corte Basal	Coeficiente Sísmico	Restricción
Norma COVENIN 1756:2001	$V_o = \mu A_d W$	$\frac{V_o}{W}$	$\frac{V_o}{W} \geq \frac{\alpha A_o}{R}$
Norma NCh 433 Of.96 Mod. 2009	$Q_o = C I P$	$C = \frac{2,75 A_o}{gR} \left(\frac{T'}{T^*} \right)^n$	$C > \frac{A_o}{6g}$ $C < C_{max}$

El valor de C_{max} se encuentran en la Tabla II.22

Siendo W y P , el peso de la edificación por encima del nivel base de acuerdo a la normativa venezolana y chilena, respectivamente, es necesario resaltar que ambas normas especifican que se debe considerar el 100% de las

cargas permanentes, más el 25% de carga variable de servicio para construcciones donde no exista aglomeración de personas y 50% de la carga variable de servicio para edificaciones donde sí exista concentración de personas.

En cuanto a la obtención del período fundamental de la edificación, la norma venezolana establece 2 expresiones; la primera de ellas corresponde a la expresión de Rayleigh (T) (Fórmulas 2.19) y la segunda es la estimación del período basada en relaciones empíricas (T_a) (Fórmulas 2.21 Y 2.22). Asimismo, la norma venezolana establece un valor máximo de período fundamental acotado como $1,4 T_a$. Además, establece que el valor del período fundamental se puede considerar directamente como $T = T_a$ sin necesidad de recurrir a la expresión de Rayleigh. Por su parte, la norma chilena establece que el período fundamental debe hallarse mediante un procedimiento fundamentado, sin especificar formulación para dicho fin.

Con respecto a las restricciones para el cálculo del corte basal, la norma venezolana establece que el valor del coeficiente sísmico, definido como el cortante basal entre el peso total de la estructura (V_o/W), debe ser mayor o igual al valor del coeficiente sísmico mínimo. La norma chilena, además de establecer restricciones para el valor del coeficiente sísmico mínimo, también establece valores para coeficientes sísmicos máximos, los cuales dependen de R tal como se observa en la Tabla II.22.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas laterales cada norma establece lo contenido en la Tabla IV.45.

Tabla IV.45 Comparación entre las fórmulas para la obtención de las fuerzas sísmicas laterales según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Fuerzas Sísmicas Laterales		
Normativa	Fuerza Sísmica Lateral Concentrada en el Nivel N.	Fuerza Sísmica Lateral
Norma COVENIN 1756:2001	$F_t = \left(0,06 \frac{T}{T^*} - 0,02\right) \cdot V_o$ Acotado entre: $0,04 V_o \leq F_t \leq 0,10 V_o$	$F_i = (V_o - F_t) \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^N W_j \cdot h_j}$
Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	-	$A_k = \sqrt{1 - \frac{Z_{k-1}}{h}} - \sqrt{1 - \frac{Z_k}{h}}$ $F_k = \frac{A_k \cdot P_k}{\sum_{j=1}^N A_j \cdot P_j} \cdot Q_o$

De acuerdo a la Tabla IV.40, cada norma establece una expresión para el cálculo de la fuerza sísmica lateral en cada nivel de la edificación. En este sentido, la norma venezolana contempla una fuerza lateral concentrada en el último nivel de la misma llamada F_t , la cual no es considerada en la normativa chilena. Es importante destacar que, tanto la norma venezolana como la norma chilena contemplan que las fuerzas sísmicas laterales deben ser aplicadas en el centro de masa de cada nivel.

4.4.10.2 Análisis Dinámico

Al comparar ambas normativas, se evidenció que la principal diferencia es que la norma venezolana presenta este análisis de acuerdo a las siguientes variantes: el análisis dinámico plano (haciendo uso del método de la torsión estática equivalente para incorporar los efectos torsionales), el análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel y el análisis dinámico espacial con diafragma flexible. Por su parte, la normativa

chilena incluye únicamente el análisis modal espectral. En este sentido, en la siguiente comparación cuando se indique la normativa venezolana se estará haciendo referencia, específicamente, al análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.

Ambas normativas establecen la incorporación de tantos modos de vibración como sean necesarios para que la suma de las masas participativas en cada una de las direcciones sísmicas, sean iguales o mayores al 90% de la masa total del edificio.

Cortante basal para el Análisis Dinámico

Tanto la normativa venezolana como la normativa chilena establecen que los valores del cortante basal en cada dirección, obtenidos por el análisis dinámico, deben ser iguales o mayores al obtenido por el análisis estático. El cumplimiento de esto se debe verificar mediante el procedimiento que se presenta en la Tabla IV.46.

Tabla IV.46 Comparación de la verificación del corte basal en el análisis dinámico según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Normativa	Corte Basal Dinámico vs Corte Basal Estático
Norma COVENIN 1756:2001	• Obtener el corte basal dinámico V_o • Obtener el corte basal estático $\bar{V}_o$ asumiendo un período fundamental igual a $T=1,6 T_a$. • Si $V_o < \bar{V}_o$ se deben multiplicar los valores para el diseño por $\bar{V}_o / V_o$ • El coeficiente sísmico V_o/W debe ser mayor o igual al coeficiente sísmico mínimo: $V_o/W \geq (\alpha A_o)/R$
Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	• Obtener el corte basal dinámico Q_o • Obtener el corte basal estático asumiendo el coeficiente sísmico mínimo. $\bar{Q}_o = I C_{min} P$ • Si $Q_o < \bar{Q}_o$ se deben multiplicar los valores para el diseño por $\bar{Q}_o / Q_o$ • Obtener el corte basal estático asumiendo el coeficiente sísmico máximo. $\bar{Q}_o = I C_{max} P$ • Si $Q_o > \bar{Q}_o$ se deben multiplicar los valores para el diseño por $\bar{Q}_o / Q_o$

4.4.11 Control de Desplazamientos

La comparación de los requerimientos para el control de desplazamientos establecidos por ambas normativas hace necesaria la diferenciación de los siguientes términos:

Deriva: Según la norma venezolana COVENIN 1756:2001 se entiende como la diferencia de desplazamiento lateral total de dos pisos consecutivos.

Deriva Normalizada: a efectos de este trabajo, se le denominará así al valor de la deriva dividida entre la altura de entrepiso ($\delta_i / (h_i - h_{i-1})$).

La principal diferencia que existe entre ambas normativas, en cuanto al control de desplazamientos máximos, radica en que la norma venezolana presenta límites de deriva normalizada y la chilena presenta valores límites de deriva. Adicionalmente, los valores de la norma venezolana están propuestos para desplazamientos inelásticos mientras que la norma chilena propone valores para desplazamientos elásticos, tal como se muestra en la Tabla IV.47.

Tabla IV.47 Comparación entre los tipos de deriva máxima permisible según las normas COVENIN 1756:2001 y NCh 433 Of.96 mod. 2009.

Norma	Tipo de Desplazamiento	Desplazamiento Inelástico
Norma COVENIN 1756:2001	Inelástico	$\Delta_i = 0,8 \cdot R \cdot \Delta_{ei}$
Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009	Elástico	-

Δ_i = desplazamiento inelástico lateral total del piso i .

Δ_{ei} = desplazamiento lateral total del piso i calculado suponiendo que la estructura se comporta elásticamente.

Además, la normativa venezolana presenta valores máximos de derivas normalizadas de acuerdo al uso de la edificación es decir al Grupo y diferencia si dicha edificación es susceptible o no a sufrir daños por deformaciones de la estructura, mientras que la normativa chilena presenta un valor de deriva máxima que será considerada en todos los casos.

Por otra parte, los valores máximos de deriva normalizada que presenta la normativa venezolana son para los puntos más alejados del centro de rigidez mientras que la normativa chilena hace referencia a las derivas máximas permisibles tanto del centro de masa ($0,002h$) como de cualquier punto de la planta ($0,003h$), siendo h la altura de entrepiso.

En ese sentido, para que la comparación de los desplazamientos sea coherente, es necesario traducir los límites de las derivas normalizadas

inelásticas, que presenta la norma venezolana, en derivas elásticas expresados en función de la altura de entepiso, tal como lo expresa la norma chilena (Aguiar, 2007).

Las derivas elásticas de la norma venezolana se obtienen al dividir los valores límites de las derivas normalizadas inelásticas que presenta la Tabla II.23, entre la ductilidad que es considerada 0,8 y el factor de reducción de respuesta R (Aguiar, 2007).

Vale la pena destacar que las derivas elásticas de la norma venezolana fueron calculadas para edificaciones susceptibles a sufrir daños por deformaciones de la estructura, de tipo aporticadas (*Tipo I*) y de muros de concreto armado (*Tipo III*), ambos con nivel de diseño ND3 y valores para el factor de reducción de respuesta igual a 6 y 4,5 respectivamente.

A continuación, con el uso de las Fórmulas (4.1) a (4.8), se presenta el cálculo tipo del procedimiento explicado anteriormente, considerando una edificación del Grupo A y sistema estructural de pórticos.

$$\frac{\delta i}{(h_i - h_{i-1})} = 0,015 \quad (4.1)$$

$$\text{Sabiendo que:} \quad (h_i - h_{i-1}) = h \quad (4.2)$$

$$\delta i = \Delta_i - \Delta_{i-1} \quad (4.3)$$

$$\Delta i = 0,8 R \Delta ei \quad (4.4)$$

La expresión (4.4) es válida tanto para desplazamientos como para derivas:

$$\delta i = 0,8 R \delta ei \quad (4.5)$$

Se sustituye en la expresión (4.1), las expresiones (4.2) y (4.3), obteniendo:

$$\frac{\delta i}{(h_i - h_{i-1})} = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h} = 0,015 \quad (4.6)$$

Se despeja h de la ecuación (4.6) y se sustituye la expresión (4.3) obteniendo:

$$\begin{aligned} \Delta_i - \Delta_{i-1} &= 0,015 \cdot h \\ \delta i &= 0,015 \cdot h \end{aligned} \quad (4.7)$$

Sabiendo que la expresión (4.7) corresponde a la deriva inelástica, se iguala ésta con la expresión (4.5) para obtener la deriva elástica δei :

$$\begin{aligned} 0,8 R \delta ei &= 0,015 \cdot h \\ \delta ei &= (0,015 \cdot h) / (0,8 R) = 0,0031 \cdot h \\ \delta ei &= 0,0031 \cdot h \end{aligned} \quad (4.8)$$

La expresión (4.8) muestra la deriva elástica en función de la altura de entrepiso h , para un sistema estructural de pórticos y estructura del Grupo B1. La Tabla IV.48 contiene las derivas elásticas para los demás casos estructurales calculados según el procedimiento anterior.

Tabla IV.48 Comparación entre el límite de deriva elástica de la norma NCh 433 Of.96 mod. 2009 con respecto a los límites de derivas elásticas de la norma COVENIN 1756:2001.

Norma COVENIN 1756:2001				Norma NCh 433 Of.96 mod. 2009
Sistema Estructural resistente a Sismos	Grupo A	Grupo B1	Grupo B2	
Pórticos	0,0025.h	0,0031.h	0,0038.h	0,0030.h
Muros de Concreto Armado	0,0033.h	0,0042.h	0,0050.h	

Siendo h la altura de entrepiso.

De acuerdo a la Tabla IV.48, se observa que la deriva elástica de la norma chilena se encuentra entre los valores de deriva elástica para estructuras aporticadas de los grupos A y B1 de la norma venezolana.

A continuación, se muestra la Tabla IV.49 que presenta las diferencias porcentuales de deriva elástica de la norma chilena con respecto la deriva elástica de la norma venezolana.

Tabla IV.49 Diferencias porcentuales del límite de deriva elástica de la norma NCh 433. Of.96 mod.2009 con respecto a los límites de derivas elásticas de la norma COVENIN 1756:2001.

Norma COVENIN 1756:2001			
Sistema Estructural resistente a Sismos	Grupo A	Grupo B1	Grupo B2
Pórticos	20,0%	-3,2%	-21,1%
Muros de Concreto Armado	-10,0%	-28,0%	-40,0%

Tal como se muestra en la Tabla IV.49, únicamente para estructuras aporticadas pertenecientes al Grupo A, la norma chilena presenta un valor de deriva elástica de piso mayor en un 20% con respecto a la norma venezolana. En el resto de los casos, el valor de deriva elástica de piso permisible de la norma chilena, es menor que los valores permisibles de la norma venezolana.

Asimismo, el valor de deriva elástica propuesto en la norma venezolana que más se asemeja al de la norma chilena es para edificaciones aporticadas pertenecientes al Grupo B1 con una diferencia del 3,2%. Por su parte, la mayor diferencia se encuentra para edificaciones con muros de concreto pertenecientes al Grupo B2, siendo el valor de la deriva elástica de la norma chilena 40% menos que el valor de deriva elástica de la norma venezolana.

Sabiendo que el control de los desplazamientos es un parámetro importante que en muchos casos domina el diseño de una edificación, los resultados anteriores nos indican que la norma chilena es más estricta que la

norma venezolana en cuanto al control de los desplazamientos por lo tanto, para poder cumplir con el valor máximo permisibles de deriva de piso, las estructuras diseñadas por la norma chilena deberán ser más rígidas que las diseñadas por la norma venezolana.

Finalmente, la propuesta chilena establece un apartado específico para la obtención del desplazamiento lateral de diseño en el techo, para estructuras de concreto armado, a partir del espectro elástico de desplazamientos mientras que la norma venezolana no establece formulación para la construcción de un espectro desplazamiento.

4.4.12 Efectos P- Δ

La normativa venezolana establece en el apartado 8.5 que si el coeficiente de estabilidad θ_i (véase *Fórmula 2.14*) es mayor que 0,08 se deben considerar los efectos P- Δ y que si dicho coeficiente es mayor que θ_{max} (véase *Fórmula 2.15*) es necesario el redimensionado de la estructura.

Por su parte, la normativa chilena para el diseño de edificaciones sismorresistente no establece consideraciones para los efectos P- Δ sin embargo, la norma chilena NCh 2369 Of.2003 “Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales”, en el apartado 6.4 establece la ecuación (6-8) que permite verificar si es necesario la consideración de estos efectos. Según esto, se puede decir que otras normativas chilenas, como la del diseño de instalaciones industriales, si consideran los efectos P- Δ sin embargo la norma estudiada no los toma en consideración.

CONCLUSIONES

- La norma COVENIN 1756:2001 presentó diferencias de forma con respecto a la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 por tener: un alcance normativo mayor, un documento más extenso y un tomo adicional de comentarios.
- Las normativas en estudio presentaron las siguientes semejanzas de forma: separan los temas por capítulos y contienen un apartado de definiciones y de nomenclatura.
- En la comparación de nomenclatura se obtuvo que el 9,4% de términos estudiados corresponde a aquellos cuya nomenclatura coincide en ambas normativas, el 30,6% corresponde a términos contemplados en ambas normas con nomenclaturas diferentes, el 38,8% son términos contenidos sólo en la norma venezolana y el 21,2% son términos contenidos sólo en la norma chilena.
- Desde una perspectiva global, el territorio chileno está afectado principalmente por un borde convergente y el territorio venezolano fundamentalmente por un borde transcurrente.
- La norma venezolana establece 8 zonas sísmicas donde el peligro sísmico puede ser elevado, intermedio y bajo, a diferencia de la norma chilena que sólo establece 3, donde el peligro sísmico puede ser elevado e intermedio.
- Ambas normativas clasifican a la estructura según su uso en cuatro Grupos o Categorías. La norma venezolana establece los Grupos: A, B1, B2 y C, siendo su correspondencia, en la norma chilena, las Categorías: IV, III, II y I, respectivamente.

- En ambas normativas sísmicas se establecen factores de importancia de acuerdo al Grupo o Categoría de la edificación. Para el Grupo A, la norma venezolana establece un factor de importancia mayor en 7,7 % que el establecido por la norma chilena, mientras que para el Grupo B1, contempla un factor menor en 4,4% y para el Grupo B2, las dos normas presentan el mismo factor de importancia, siendo igual a uno.
- La norma venezolana define los niveles de diseño ND1, ND2 y ND3 para estructuras de concreto armado, a diferencia de la norma chilena que no presenta dicha clasificación.
- Para el diseño de estructuras de acero la norma venezolana define los niveles de diseño ND1, ND2 y ND3. Similarmente, la norma chilena establece tres niveles de diseño que son corriente, intermedio y especial, en orden creciente de exigencia.
- La normativa venezolana contempla los siguientes sistemas estructurales resistentes a sismos: Tipo I, Tipo II y Tipo III, siendo equivalentes en la normativa chilena a sistemas: de pórticos, mixtos y de muros, respectivamente.
- En la norma venezolana se presenta un sistema estructural más que en la norma chilena, correspondiente a estructuras que no distribuyen de manera correcta fuerzas verticales.
- Los factores de reducción de respuesta se obtienen de manera diferente en cada norma ya que la norma venezolana presenta una tabla con los valores máximos de R , mientras que la norma chilena establece una fórmula para la obtención de R^* .

- En ambas normas los factores de reducción de respuesta dependen del tipo de sistema estructural resistente a sismos, del material constructivo empleado en la edificación y del nivel de diseño.
- La norma chilena incluye parámetros adicionales para el cálculo del factor R^* los cuales son: tipo de suelo, período con mayor masa traslacional de la estructura y factor de modificación de respuesta que se establece de acuerdo al tipo de análisis estructural.
- Las tendencias en cuanto a las diferencias porcentuales de R^* respecto a R para suelos Tipo I, II y III son: 85,73%, 60,57% y 19,82% respectivamente, reduciéndose a 32,7%, 14,7% y -14,4% al establecer la condición última de los valores de R^* de la norma chilena.
- En el caso de estructuras irregulares, la norma venezolana considera la minoración de los valores máximos de los factores de reducción de respuesta mientras que la norma chilena no lo contempla.
- En cuanto a los terrenos de fundación, tanto la norma COVENIN 1756:2001 como la Propuesta de Norma Técnica clasifican el suelo de acuerdo al tipo de material, sin embargo la norma venezolana considera además la profundidad de dicho material en el depósito de fundación.
- La norma venezolana establece el factor Φ , que permite la corrección de los valores del coeficiente de aceleración horizontal mientras que la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia no presenta un factor que corrige dicho coeficiente sino que éste sólo se encuentra influenciado por la zona sísmica.

- Las formas espectrales de la norma COVENIN 1756:2001 S1, S2 y S3, corresponden con los espectros de la norma NCh 433 Of.96 mod.2009 para suelos tipo II, III y III, respectivamente y con los suelos tipo I, II y III, de la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.
- La comparación de los espectros de diseño (*S3 con $\Phi = 0,80$ y suelo tipo III*) para edificios bajos ($Ta=0,53$ s), arrojó que la norma chilena y su propuesta técnica contemplan una aceleración espectral mayor en un 119,38% y 110,08%, respectivamente, con respecto a la norma venezolana, lo cual implica en el diseño de la edificación fuerzas sísmicas mayores.
- La comparación de los espectros de diseño (*S3 con $\Phi = 0,80$ y suelo tipo III*) para edificios medianos ($Ta=0,53$ s), evidenció que la norma chilena y su propuesta técnica contemplan una aceleración espectral mayor en un 118,75% y 106,25%, respectivamente, con respecto a la norma venezolana, lo cual implica en el diseño de la edificación fuerzas sísmicas mayores.
- La comparación de los espectros de diseño (*S3 con $\Phi = 0,80$ y suelo tipo III*) para edificios altos ($Ta=0,53$ s), mostró una diferencia porcentual menos marcada donde la norma chilena y su propuesta técnica contemplan una aceleración espectral mayor en un 8,26% y 22,94%, respectivamente, con respecto a la norma venezolana.
- En cuanto al análisis estático, la norma chilena resultó ser más estricta que la norma venezolana ya que exige el cumplimiento de un mayor número de requisitos para la aplicación de este análisis.
- Con respecto a las restricciones para el cálculo del corte basal, la norma venezolana establece que el valor del coeficiente sísmico debe ser mayor o igual al valor del coeficiente sísmico mínimo. La norma chilena además de

esto, limita el coeficiente sísmico con valores de coeficientes sísmicos máximos.

- Cada norma establece una expresión para el cálculo de la fuerza sísmica lateral en cada nivel de la edificación. Adicionalmente, la norma venezolana, contempla una fuerza lateral concentrada en el último nivel de la misma.
- En cuanto al análisis dinámico, la norma chilena incluye únicamente el análisis modal espectral mientras que la norma venezolana presenta las siguientes variantes: el análisis dinámico plano, el análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel y el análisis dinámico espacial con diafragma flexible.
- Ambas normativas establecen la incorporación de tantos modos de vibración como sean necesarios para que la suma de las masas participativas en cada una de las direcciones sísmicas, sean iguales o mayores al 90% de la masa total del edificio.
- Con respecto al control de las derivas de piso máximas de la estructura, la norma venezolana presenta límites para desplazamientos inelásticos, mientras que la norma chilena presenta límites para desplazamientos elásticos.
- De acuerdo a los valores de derivas elásticas permisibles se puede decir que en la mayoría de los casos la norma chilena es más restrictiva que la norma venezolana, evaluada en la condición de $R = 6$ y $R = 4,5$, donde la mayor diferencia porcentual de la primera respecto a la segunda fue del 40%, siendo los edificios del Grupo A con sistema estructural de pórticos el único caso donde la deriva venezolana fue un 20 % más restrictiva.

- La norma venezolana establece consideraciones para los Efectos $P-\Delta$ mientras que la norma chilena no considera este efecto.
- Finalmente, en base a los resultados obtenidos en este trabajo, se puede concluir que para la forma espectral S3 o suelo Tipo III chileno, en la mayoría de los casos la norma y propuesta chilena conducen a diseños de edificios más confiables y seguros ante la ocurrencia de terremotos, pero a su vez más costosos que la norma venezolana, lo cual marca una clara tendencia. Específicamente, los edificios bajos y medianos diseñados según la norma y propuesta chilena, tendrán fuerzas de diseño bastante mayores con respecto a los diseñados bajo la norma venezolana. Para edificios altos esta diferencia es menos marcada, sin embargo la norma chilena para el límite de deriva elástica permisible resulta mucho más rigurosa para casi todos los casos, con la excepción de los edificios esenciales con sistema estructural resistente a sismos de pórticos. Esto puede entenderse dada las diferencias sísmicas propias de cada región.

RECOMENDACIONES

- Realizar mediante un programa de cálculo estructural, el modelo de una estructura, que hipotéticamente exista en dos zonas de características similares (riesgo sísmico, topografía, respuesta dinámica del depósito, entre otros) de Venezuela y Chile, considerando el espectro respectivo para cada norma. En función de esto, determinar el corte basal y las derivas, lo cual demostrará cual de las dos normas incorpora mayor demanda sísmica.
- Realizar mediante un programa de cálculo estructural, el modelado de una misma estructura que se esté diseñando en dos zonas de características similares (riesgo sísmico, topografía, respuesta dinámica del depósito, entre otros) de Venezuela y Chile, considerando el espectro respectivo para cada norma. Posteriormente, modificar las secciones de vigas y columnas hasta que dichas edificaciones cumplan con las derivas de su respectiva norma. Esto permitirá estimar cual norma establece el diseño más costoso asociado a la diferencia de volúmenes de concreto.
- Extender el estudio de microzonificación sísmica que se está realizando en Caracas a todas las regiones del país. Esto permitirá determinar con mayor precisión el comportamiento de los suelos frente a movimientos sísmicos, asignar con mayor certeza el coeficiente de aceleración horizontal correspondiente a una zona determinada e implementar estos resultados en normas locales de cada ciudad.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- American Institute of Steel Construction (2005). *Seismic Provision for Structural Steel Building*. ANSI/AISC 341-05. Chicago.
- Aguiar Falconi, R. (2003) “*Análisis Sísmico por Desempeño* [En línea]. Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. Recuperado el 18 de marzo de 2012 de: <http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/sismico/capitulo8.pdf>
- Aguiar Falconi, R. (2007). *Factor de Reducción de Fuerzas Sísmicas en Edificios de Hormigón Armado sin Muros de Corte* [En línea]. Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército. Recuperado el 15 de marzo de 2012 de: [http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/LIBRO\(NEW\)/C1.pdf](http://www.espe.edu.ec/portal/files/libros/LIBRO(NEW)/C1.pdf)
- Alonso, J. (2007). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. Caracas: Fondo Editorial SIDETUR.
- Alvarez G., Ramirez J., Paredes L., y Canales M. (2010). *Zonas oscuras en el sistema de alarma de advertencia de Tsunami en Chile* [En línea]. Ingeniere revista chilena de ingeniería, 18 (3), 316-325. Recuperado el 14 de Octubre de 2011 en <http://www.scielo.cl/pdf/ingeniare/v18n3/art05.pdf>
- Bade, G. (2011). Las cinco fallas geológicas más importantes que Chile debe tener en cuenta. Recuperado el 2 de abril de 2012 de: <http://www.ecosistemas.cl/web/noticias/nacional/1063-las-cinco-fallas-geologicas-mas-importantes-que-chile-debe-tener-en-cuenta.html>
- Barrientos, S. (2010). *Terremoto Cauquenes 27 de febrero 2010*. Recuperado el 3 de noviembre de 2011, del sitio Web de la Pontificia Universidad Católica de Chile: [http://www2.ing.puc.cl/~wwwice/sismologia/INFORME_TECNICO%20\(may%2027\).pdf](http://www2.ing.puc.cl/~wwwice/sismologia/INFORME_TECNICO%20(may%2027).pdf)

- Bilbao, M. y Urreiztieta, M. (2000). *Estudio comparativo de la norma 1756-98 y 1756-82 para edificaciones antisísmica*. Trabajo de grado de pregrado no publicado. Escuela de Ingeniería Civil. Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- Boroschek, R. Comunicación personal [Correo Electrónico]. A través de rborosch@ing.uchile.cl, el 8 de mayo de 2012.
- Concha, A. (2011). *Se elaboran anteproyectos de Normas NCh 430, NCh 433 y sobre Espectros Sísmicos*. Recuperado el 5 mayo de 2012 en: <http://www.plataformaarquitectura.cl/2011/03/30/en-construccion-noticias-instituto-de-la-construccion-elabora-anteproyectos-de-normas-nch-430-nch-433-y-sobre-espectros-sismicos/>
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (2011). *"Edificaciones Sismorresistentes" Parte 1: Requisitos*. Norma COVENIN 1756-1:2001. Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (2001). *"Edificaciones Sismorresistentes" Parte 2: Comentarios*. Norma COVENIN 1756-2:2001. Caracas.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (1988). *"Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones"*. Norma COVENIN 2002:1988. Caracas.
- FEMA-NIBS (2009). *Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR4, Advance Engineering Building Module, Technical and User's Manual*. Federal Emergency Management Agency (FEMA) and National Institute of Building Sciences (NIBS). Washington D.C.
- Flores Álvarez, R. (2000). *Ingeniería Sísmica en Chile*. Recuperado el 4 de noviembre de 2011, del sitio web de la Pontificia Universidad Católica de Chile: <http://www2.ing.puc.cl/~iing/ed428/rodrigoflores.html>
- Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad (2006). *"Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural"*. Norma FONDONORMA 1753:2006. Caracas.

- Fondo para la Normalización y Certificación de Calidad FONDONORMA (2011). Recuperado el 12 de junio de 2011 en: <http://www.fondonorma.org.ve/normalizacion.htm>.
- FUNVISIS. Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas. (2011). [En línea]. Recuperado el 2 de junio de 2011 en: http://www.funvisis.gob.ve/sismologia_aplicada.php
- FUNVISIS. (2002). *La Investigación Sismológica en Venezuela*. Caracas: Impresos Lauper.
- González de Vallejo, Ferrer, Ortuño y Oteo (2006). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Prentice Hall.
- Grases, J. (2006). *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio. Guía para la Prevención y Gestión de Riesgos*. (Segunda ed.). Caracas: Banesco Seguros, C.A.
- Grases, J. (2005). *Algunas contribuciones de Günther Fiedler a la Sismología Venezolana*. Recuperado el 28 de octubre de 200, del sitio Web de la Universidad de los Andes en: <http://www.saber.ula.ve/bitstream/123456789/24662/2/articulo13.pdf>
- Grases, J. (2005). *Algunas contribuciones de Günther Fiedler a la Sismología Venezolana* [Versión Electrónica], Revista Geográfica Venezolana Número especial 2005, 257-266. Recuperado el 28 de octubre de 2011 en: <http://www.saber.ula.ve/bitstream/123456789/24662/2/articulo13.pdf>
- Hernández, J. (s.f.). *Aplicación y Actualización de la Norma Edificaciones Antisísmicas COVENIN 1756-82*. Recuperado el 8 de noviembre de 2001 en: <http://www.funvisis.gob.ve/archivos/www/terremoto/Papers/Doc002/doc002.htm>
- Instituto Nacional de Normalización (1993). Norma chilena Oficial NCh 1928 Of.93 *“Albañilería Armada-Requisitos para el diseño y cálculo”*. Santiago de Chile.

- Instituto Nacional de Normalización (2009). *Diseño Sísmico de Edificios*. Norma chilena Oficial NCh 433Of.96 mod.2009. (2da revisión). Santiago de Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (2003). *“Albañilería Confinada-Requisitos de diseño y cálculo”*. Norma Chilena Oficial NCh 2123 Of.97 (2da edición). Santiago de Chile.
- Instituto Nacional de Normalización (2003). *“Diseño sísmico de estructuras e instalaciones industriales*. Norma Chilena Oficial NCh 2369 Of.2003. Santiago de Chile.
- Lafuente, M., Genatios, C., Castilla, E., Garcés, F., Marinilli, A., Anteliz, E. y Maggi, G. (Eds). (2000). *Desastres Sísmicos en Desarrollo*. Seminario Desastres Sísmicos: Escenarios. Seguridad y Prevención en Ciudades de Países en Desarrollo. Caracas: Centro de Ingeniería Sísmica e Instituto de Materiales y Modelos Estructurales.
- Lanza, F, Puentes, S. y Villalobos, F (2003). *Estudio comparativo de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países*. [Versión electrónica]. Revista Ingeniería UC. Vol. 10, N° 3,59-66. Recuperado el 5 de enero de 2012 en: <http://redalyc.uaemex.mx/pdf/707/70710307.pdf>
- Leet, D., Judson, S. (1968). *Fundamentos de la Geología Física*. México: Limusa.
- López, O. (2009). *Indicadores de Riesgo Sísmico en Edificios Escolares de Venezuela*. Boletín técnico IMME volumen 47 n° 1.
- López, O. Comunicación personal. Profesor de la Universidad Central de Venezuela [Entrevista], el 7 de mayo de 2012.
- Madariaga, R. (1998). *Sismicidad de Chile*. Revista Científica Complutense, (10), 221-258. Recuperado el 12 de octubre de 2011 del sitio Web de la Universidad Complutense de Madrid en: <http://revistas.ucm.es/index.php/FITE/article/viewFile/FITE9898110221A/12157>

- Maskrey, A. (Comp.). (1993). *Los Desastres No Son Naturales*. [En línea]. Editorial: La Red. Recuperado el 13 de octubre de 2011 en: <http://www.desenredando.org/public/libros/1993/ldnsn/>
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2010). *Propuesta de Norma Técnica de Emergencia para el Diseño Sísmico de Edificios*. Santiago de Chile.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2010). “*Diseño Sísmico*”. Decreto Supremo N° 117. Santiago de Chile. Recuperado el 2 de Febrero de 2012 en: http://diariooficial.minvu.cl/doc/Dec117-2010_320.pdf
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo (2011). “*Diseño Sísmico*”. Decreto Supremo N° 61. Santiago de Chile.
- Moore, E. (1996). *Volcanes y Terremotos*. España: Editorial Debate.
- Organización Panamericana de la Salud (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de la salud. Serie mitigación de desastres*. Recuperado el 13 de junio de 2011 en: <http://www.paho.org/Spanish/PED/fundaspa.htm>
- Pérez, O., Mendoza, J. y Mendoza, J. (1998). *Sismicidad y Tectónica en Venezuela y Áreas Vecinas*. Revista Científica Complutense, Física de la Tierra (10), 87-110. Recuperado el 5 de octubre de 2011 del sitio Web de la Universidad Complutense de Madrid en: <http://www.ucm.es/BUCM/revistas/fis/02144557/articulos/FITE9898110087A>
- Red Latinoamericana y del Caribe de Centros de Ingeniería Sísmica (RELACIS). (1993). *Glosario de Vocablos empleados en la Ingeniería Sísmica*. Caracas: Fundación Juan Manuel Cigagal y FUDECI.
- Sauter, F. (1989). *Fundamentos de Ingeniería Sísmica*. Cartago: Editorial Tecnológica de Costa Rica.

ANEXOS A

Tabla A. Espectros Elásticos de la Norma Covenin 1756:2001.

Espectros Elásticos - Norma COVENIN 1756:2011					
T (s)	S1 ($\Phi=1,00$)	S2 ($\Phi=0,90$)	S2 ($\Phi=0,95$)	S3 ($\Phi=0,75$)	S3 ($\Phi=0,80$)
0,05	0,510	0,393	0,415	0,306	0,326
0,10	0,720	0,517	0,546	0,387	0,413
0,15	0,720	0,640	0,676	0,468	0,499
0,20	0,720	0,702	0,741	0,549	0,586
0,25	0,720	0,702	0,741	0,630	0,672
0,30	0,720	0,702	0,741	0,630	0,672
0,35	0,720	0,702	0,741	0,630	0,672
0,40	0,720	0,702	0,741	0,630	0,672
0,45	0,640	0,702	0,741	0,630	0,672
0,50	0,576	0,702	0,741	0,630	0,672
0,55	0,524	0,702	0,741	0,630	0,672
0,60	0,480	0,702	0,741	0,630	0,672
0,65	0,443	0,702	0,741	0,630	0,672
0,70	0,411	0,702	0,741	0,630	0,672
0,75	0,384	0,655	0,692	0,630	0,672
0,80	0,360	0,614	0,648	0,630	0,672
0,85	0,339	0,578	0,610	0,630	0,672
0,90	0,320	0,546	0,576	0,630	0,672
0,95	0,303	0,517	0,546	0,630	0,672
1,00	0,288	0,491	0,519	0,630	0,672
1,05	0,274	0,468	0,494	0,600	0,640
1,10	0,262	0,447	0,472	0,573	0,611
1,15	0,250	0,427	0,451	0,548	0,584
1,20	0,240	0,410	0,432	0,525	0,560
1,25	0,230	0,393	0,415	0,504	0,538
1,30	0,222	0,378	0,399	0,485	0,517
1,35	0,213	0,364	0,384	0,467	0,498
1,40	0,206	0,351	0,371	0,450	0,480
1,45	0,199	0,339	0,358	0,434	0,463
1,50	0,192	0,328	0,346	0,420	0,448
1,55	0,186	0,317	0,335	0,406	0,434
1,60	0,180	0,307	0,324	0,394	0,420
1,65	0,175	0,298	0,314	0,382	0,407
1,70	0,169	0,289	0,305	0,371	0,395
1,75	0,165	0,281	0,296	0,360	0,384
1,80	0,160	0,273	0,288	0,350	0,373
1,85	0,156	0,266	0,280	0,341	0,363
1,90	0,152	0,259	0,273	0,332	0,354
1,95	0,148	0,252	0,266	0,323	0,345
2,00	0,144	0,246	0,259	0,315	0,336
2,05	0,140	0,240	0,253	0,307	0,328
2,10	0,137	0,234	0,247	0,300	0,320
2,15	0,134	0,229	0,241	0,293	0,313
2,20	0,131	0,223	0,236	0,286	0,305
2,25	0,128	0,218	0,231	0,280	0,299
2,30	0,125	0,214	0,226	0,274	0,292
2,35	0,123	0,209	0,221	0,268	0,286
2,40	0,120	0,205	0,216	0,263	0,280
2,45	0,118	0,201	0,212	0,257	0,274
2,50	0,115	0,197	0,207	0,252	0,269

ANEXOS B

Tabla B. Espectros Elásticos de la Norma NCh 433 Of.96 mod.2009.

Espectros Elásticos - NCh 433 Of.96 mod 2009				
T (s)	SueloTipo I	SueloTipo II	SueloTipo III	SueloTipo IV
0,00	0,3	0,3	0,3	0,3
0,05	0,434	0,390	0,390	0,356
0,10	0,694	0,540	0,479	0,412
0,15	0,825	0,691	0,565	0,468
0,20	0,801	0,798	0,648	0,523
0,25	0,719	0,841	0,723	0,576
0,30	0,633	0,825	0,789	0,628
0,35	0,558	0,773	0,844	0,677
0,40	0,496	0,706	0,886	0,723
0,45	0,445	0,635	0,913	0,766
0,50	0,402	0,569	0,926	0,804
0,55	0,367	0,510	0,925	0,838
0,60	0,337	0,458	0,913	0,867
0,65	0,311	0,412	0,890	0,890
0,70	0,289	0,373	0,860	0,907
0,75	0,270	0,339	0,825	0,919
0,80	0,253	0,310	0,786	0,926
0,85	0,239	0,284	0,745	0,927
0,90	0,225	0,261	0,704	0,923
0,95	0,213	0,241	0,663	0,915
1,00	0,203	0,224	0,623	0,903
1,05	0,193	0,208	0,585	0,887
1,10	0,184	0,194	0,549	0,869
1,15	0,176	0,182	0,515	0,848
1,20	0,169	0,171	0,483	0,825
1,25	0,162	0,161	0,453	0,801
1,30	0,156	0,151	0,425	0,776
1,35	0,150	0,143	0,400	0,750
1,40	0,145	0,136	0,376	0,725
1,45	0,140	0,129	0,354	0,699
1,50	0,135	0,122	0,333	0,673
1,55	0,131	0,116	0,314	0,648
1,60	0,127	0,111	0,297	0,623
1,65	0,123	0,106	0,281	0,599
1,70	0,119	0,101	0,266	0,576
1,75	0,116	0,097	0,252	0,553
1,80	0,113	0,093	0,239	0,531
1,85	0,110	0,089	0,227	0,511
1,90	0,107	0,086	0,216	0,491
1,95	0,104	0,082	0,205	0,471
2,00	0,101	0,079	0,195	0,453
2,05	0,099	0,076	0,186	0,435
2,10	0,097	0,074	0,178	0,419
2,15	0,094	0,071	0,170	0,403
2,20	0,092	0,069	0,162	0,387
2,25	0,090	0,066	0,155	0,373
2,30	0,088	0,064	0,149	0,359
2,35	0,086	0,062	0,143	0,346
2,40	0,084	0,060	0,137	0,333
2,45	0,083	0,058	0,131	0,321
2,50	0,081	0,057	0,126	0,310

ANEXOS C

Tabla C. Espectros Elásticos de la Propuesta de Norma Técnica de Emergencia.

Espectros Elásticos - Propuesta de Norma Técnica de Emergencia			
T (s)	SueloTipo I	SueloTipo II	SueloTipo III
0,00	0,300	0,300	0,300
0,05	0,504	0,435	0,377
0,10	0,708	0,570	0,455
0,15	0,831	0,705	0,532
0,20	0,831	0,840	0,610
0,25	0,750	0,840	0,687
0,30	0,648	0,840	0,765
0,35	0,573	0,794	0,842
0,40	0,515	0,733	0,873
0,45	0,469	0,683	0,873
0,50	0,431	0,641	0,873
0,55	0,399	0,605	0,873
0,60	0,372	0,574	0,873
0,65	0,349	0,547	0,873
0,70	0,329	0,524	0,857
0,75	0,311	0,502	0,822
0,80	0,296	0,483	0,791
0,85	0,282	0,466	0,763
0,90	0,269	0,450	0,737
0,95	0,258	0,436	0,713
1,00	0,247	0,423	0,692
1,05	0,238	0,411	0,672
1,10	0,229	0,399	0,653
1,15	0,221	0,389	0,636
1,20	0,214	0,379	0,620
1,25	0,207	0,370	0,605
1,30	0,201	0,361	0,591
1,35	0,195	0,353	0,578
1,40	0,189	0,345	0,565
1,45	0,184	0,338	0,553
1,50	0,179	0,331	0,542
1,55	0,174	0,325	0,532
1,60	0,170	0,319	0,522
1,65	0,166	0,313	0,512
1,70	0,162	0,307	0,503
1,75	0,158	0,302	0,493
1,80	0,155	0,297	0,466
1,85	0,151	0,292	0,441
1,90	0,148	0,288	0,418
1,95	0,145	0,283	0,397
2,00	0,142	0,279	0,377
2,05	0,139	0,269	0,359
2,10	0,137	0,257	0,342
2,15	0,134	0,245	0,326
2,20	0,132	0,234	0,312
2,25	0,129	0,224	0,298
2,30	0,127	0,214	0,285
2,35	0,125	0,205	0,273
2,40	0,123	0,196	0,262
2,45	0,121	0,189	0,251
2,50	0,119	0,181	0,241

ANEXOS D

Tabla D. Espectros de Diseño para edificios bajos.

Espectros de Diseño			
T (s)	COVENIN 1756:001 S3 ($\Phi=0,80$) $R=6$	NCh 433 Of. 96 mod.2009 Suelo Tipo III $R^*=3,70$	Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Suelo Tipo III $R^*=3,70$
0,00	0,240	0,113	0,113
0,05	0,209	0,147	0,142
0,10	0,180	0,181	0,172
0,15	0,159	0,213	0,201
0,20	0,144	0,244	0,230
0,25	0,133	0,273	0,259
0,30	0,124	0,298	0,288
0,35	0,118	0,318	0,318
0,40	0,112	0,334	0,329
0,45	0,112	0,344	0,329
0,50	0,112	0,349	0,329
0,55	0,112	0,349	0,329
0,60	0,112	0,344	0,329
0,65	0,112	0,336	0,329
0,70	0,112	0,324	0,323
0,75	0,112	0,311	0,310
0,80	0,112	0,296	0,298
0,85	0,112	0,281	0,288
0,90	0,112	0,265	0,278
0,95	0,112	0,250	0,269
1,00	0,112	0,235	0,261
1,05	0,107	0,221	0,253
1,10	0,102	0,207	0,246
1,15	0,097	0,194	0,240
1,20	0,093	0,182	0,234
1,25	0,090	0,171	0,228
1,30	0,086	0,160	0,223
1,35	0,083	0,151	0,218
1,40	0,080	0,142	0,213
1,45	0,077	0,133	0,209
1,50	0,075	0,126	0,205
1,55	0,072	0,119	0,201
1,60	0,070	0,112	0,197
1,65	0,068	0,106	0,193
1,70	0,066	0,100	0,190
1,75	0,064	0,095	0,186
1,80	0,062	0,090	0,176
1,85	0,061	0,086	0,166
1,90	0,059	0,081	0,158
1,95	0,057	0,077	0,150
2,00	0,056	0,074	0,142
2,05	0,055	0,070	0,135
2,10	0,053	0,067	0,129
2,15	0,052	0,064	0,123
2,20	0,051	0,061	0,118
2,25	0,050	0,059	0,112
2,30	0,049	0,056	0,108
2,35	0,048	0,054	0,103
2,40	0,047	0,052	0,099
2,45	0,046	0,050	0,095
2,50	0,045	0,048	0,091

ANEXOS E

Tabla E. Espectros de Diseño para edificios medianos.

Espectros de Diseño			
T (s)	COVENIN 1756:001 S3 ($\Phi=0,80$) $R=6$	NCh 433 Of. 96 mod.2009 Suelo Tipo III $R^*=5,30$	Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Suelo Tipo III $R^*=5,30$
0,00	0,240	0,079	0,079
0,05	0,209	0,103	0,100
0,10	0,180	0,126	0,120
0,15	0,159	0,149	0,141
0,20	0,144	0,171	0,161
0,25	0,133	0,191	0,181
0,30	0,124	0,208	0,202
0,35	0,118	0,223	0,222
0,40	0,112	0,234	0,231
0,45	0,112	0,241	0,231
0,50	0,112	0,244	0,231
0,55	0,112	0,244	0,231
0,60	0,112	0,241	0,231
0,65	0,112	0,235	0,231
0,70	0,112	0,227	0,226
0,75	0,112	0,218	0,217
0,80	0,112	0,208	0,209
0,85	0,112	0,197	0,201
0,90	0,112	0,186	0,195
0,95	0,112	0,175	0,188
1,00	0,112	0,165	0,183
1,05	0,107	0,154	0,177
1,10	0,102	0,145	0,172
1,15	0,097	0,136	0,168
1,20	0,093	0,127	0,164
1,25	0,090	0,120	0,160
1,30	0,086	0,112	0,156
1,35	0,083	0,106	0,153
1,40	0,080	0,099	0,149
1,45	0,077	0,093	0,146
1,50	0,075	0,088	0,143
1,55	0,072	0,083	0,140
1,60	0,070	0,078	0,138
1,65	0,068	0,074	0,135
1,70	0,066	0,070	0,133
1,75	0,064	0,066	0,130
1,80	0,062	0,063	0,123
1,85	0,061	0,060	0,116
1,90	0,059	0,057	0,110
1,95	0,057	0,054	0,105
2,00	0,056	0,052	0,100
2,05	0,055	0,049	0,095
2,10	0,053	0,047	0,090
2,15	0,052	0,045	0,086
2,20	0,051	0,043	0,082
2,25	0,050	0,041	0,079
2,30	0,049	0,039	0,075
2,35	0,048	0,038	0,072
2,40	0,047	0,036	0,069
2,45	0,046	0,035	0,066
2,50	0,045	0,033	0,064

ANEXOS F

Tabla F. Espectros de Diseño para edificios altos.

Espectros de Diseño			
T (s)	COVENIN 1756:001 S3 ($\Phi=0,80$) $R=6$	NCh 433 Of. 96 mod.2009 Suelo Tipo III $R^*=7,11$	Propuesta de Norma Técnica de Emergencia Suelo Tipo III $R^*=7,11$
0,00	0,240	0,059	0,059
0,05	0,209	0,077	0,074
0,10	0,180	0,094	0,090
0,15	0,159	0,111	0,105
0,20	0,144	0,128	0,120
0,25	0,133	0,142	0,135
0,30	0,124	0,155	0,151
0,35	0,118	0,166	0,166
0,40	0,112	0,174	0,172
0,45	0,112	0,180	0,172
0,50	0,112	0,182	0,172
0,55	0,112	0,182	0,172
0,60	0,112	0,180	0,172
0,65	0,112	0,175	0,172
0,70	0,112	0,169	0,169
0,75	0,112	0,162	0,162
0,80	0,112	0,155	0,156
0,85	0,112	0,147	0,150
0,90	0,112	0,139	0,145
0,95	0,112	0,131	0,141
1,00	0,112	0,123	0,136
1,05	0,107	0,115	0,132
1,10	0,102	0,108	0,129
1,15	0,097	0,101	0,125
1,20	0,093	0,095	0,122
1,25	0,090	0,089	0,119
1,30	0,086	0,084	0,116
1,35	0,083	0,079	0,114
1,40	0,080	0,074	0,111
1,45	0,077	0,070	0,109
1,50	0,075	0,066	0,107
1,55	0,072	0,062	0,105
1,60	0,070	0,058	0,103
1,65	0,068	0,055	0,101
1,70	0,066	0,052	0,099
1,75	0,064	0,050	0,097
1,80	0,062	0,047	0,092
1,85	0,061	0,045	0,087
1,90	0,059	0,042	0,082
1,95	0,057	0,040	0,078
2,00	0,056	0,038	0,074
2,05	0,055	0,037	0,071
2,10	0,053	0,035	0,067
2,15	0,052	0,033	0,064
2,20	0,051	0,032	0,061
2,25	0,050	0,031	0,059
2,30	0,049	0,029	0,056
2,35	0,048	0,028	0,054
2,40	0,047	0,027	0,052
2,45	0,046	0,026	0,050
2,50	0,045	0,025	0,048