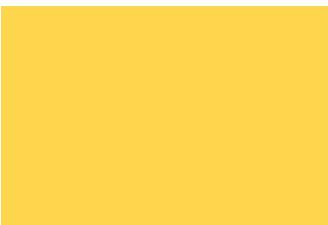


**LA AMENAZA SÍSMICA.  
ESTRATEGIAS PREVENTIVAS**

**INGENIERÍA SÍSMICA**





# **LA AMENAZA SÍSMICA. ESTRATEGIAS PREVENTIVAS**

**José Grases Galofré**

**Caracas, noviembre 2014**

**Título:**

**La amenaza sísmica. Estrategias preventivas**

Serie GeoPOLIS

Ingeniería Sísmica

**Depósito legal:**

lf674320143003777

**ISBN:**

978-980-7644-86-0

**Editor CAF-banco de desarrollo de América Latina**

Esta serie es coordinada por la Vicepresidencia de Infraestructura de CAF-banco de desarrollo de América Latina

Antonio Juan Sosa

Vicepresidente Ejecutivo de Infraestructura

Diego Sánchez

Director de Análisis y Programación Sectorial

Jesús Suniaga

Ejecutivo Principal

**Autor:**

Jose Grases Galofré

**Coordinación general:**

Carlos Genatios y Marianela Lafuente

**Coordinación de edición:**

Paolo Maragno y Kelsy Koch

**Diseño gráfico:**

Gatos Gemelos Comunicación

**Corrección:**

Marianela Lafuente

**Diagramación:**

Marisa Almiñana M.

Las ideas y planteamientos contenidos en la presente edición son de exclusiva responsabilidad de sus autores y no comprometen la posición oficial de CAF-banco de desarrollo de América Latina.

© 2014 Corporación Andina de Fomento

Todos los derechos reservados

# ÍNDICE GENERAL

Índice de tablas	6
Índice de figuras	7
Lista de símbolos	8
Presentación	11
Resumen Ejecutivo	13
Introducción	15
<b>1. Observaciones y lecciones de sismos sucedidos desde 1970</b>	<b>19</b>
1.1 Conceptos fundamentales	21
1.2 Justificación	24
1.3 Algunas observaciones y lecciones de eventos sucedidos entre 1970 y 2012	25
1.4 Conclusión	33
<b>2. Propuestas dirigidas a una mejor caracterización de la amenaza sísmica</b>	<b>35</b>
2.1 Responsabilidades	37
2.1.1 Riesgo tolerable	38
2.1.2 Incorporación de la categoría de riesgo	38
2.1.3 El factor de importancia	39
2.2 Estudios geotécnicos	43
2.2.1 General	43
2.2.2 Información necesaria para la definición de los espectros en suelos tipo B	43
2.2.3 Clasificación	45
2.2.4 Suelos tipo A y tipo B	46
2.2.5 Suelos tipos C, D y E	46
2.2.6 Limitaciones	46
2.2.7 Espectros de respuesta elástica	47
2.2.8 Ordenadas espectrales para las cuales se da el peligro sísmico	53
2.3 Regresiones de atenuación	53
2.3.1 Aceleraciones máximas del terreno	53
2.3.2 Debilidades del modelo ATC-3	54
2.3.3 Bases de datos	54
2.3.4 Patrones de atenuación de ordenadas espectrales	55
2.4 Estudios de sitio y cálculo de la peligrosidad sísmica	55
2.4.1 Movimientos en la base y número de registros	56
2.4.2 Modelado de las condiciones de sitio	56

2.4.3. Análisis de la respuesta en el sitio y resultados obtenidos	57
2.4.4. Máximo sismo considerado	58
2.4.5. Mapas de fallas activas	59
2.4.6. Movimiento del terreno	59
2.4.7. MCER del sitio	61
2.4.8. Espectro de respuesta de diseño	61
2.4.9. Parámetros de diseño	61
2.4.10. Máxima media geométrica de la aceleración pico del terreno	62
2.4.11. Estudios de microzonificación	62
2.4.12. Dirección de aplicación de fuerzas sísmicas	64
2.5. Categoría de diseño sísmico	65
2.5.1. Norma COVENIN 1756:2001	65
2.5.2. Código ASCE/SEI 7:2010	65
2.5.3. Casos particulares	67
2.5.4. Implicaciones de la CDS en el diseño	67
2.6. Comparación de las estrategias de diseño	72
2.6.1. Filosofía de diseño sismorresistente de la NEC-11, Ecuador	73
2.6.2. Sistemas de control sísmico	76
2.6.3. Mínimo Coeficiente de Corte Basal	77
<b>3. Requerimientos normativos que caracterizan la amenaza sísmica</b>	<b>79</b>
3.1. Antecedentes generales en Venezuela	81
3.1.1. La incorporación del ATC-3	81
3.1.2. Resumen de antecedentes sobre la zonación sísmica	82
3.1.3. Algunos hitos y comentarios sobre la peligrosidad sísmica	84
3.1.4. Un ejemplo de cambio en la percepción del peligro sísmico	84
3.1.5. Comentarios	86
3.1.6. Observaciones relevantes	87
3.2. Normas y especificaciones vigentes en Venezuela	88
3.3. Influencia del subsuelo	90
3.4. Aceleración máxima del terreno	92
3.4.1. Norma COVENIN 1756:2001 (Venezuela)	92
3.4.2. Máximo sismo considerado en ASCE/ASI 7:2010	93
3.4.3. Espectro de diseño	95
<b>4. Dos ejemplos de estudios de sitio</b>	<b>97</b>
4.1. Terminal de gas licuado. Acciones a considerar en el diseño	99
4.1.1. Descripción del caso	99
4.1.2. Información disponible	100
4.1.3. Resultados del estudio de sitio	101
4.1.4. Evaluación del riesgo	102

4.1.5 Lecciones del caso	104
4.2 Desplazamientos permanentes del terreno en zona industrial	104
4.2.1 Descripción del caso	104
4.2.2 Consideraciones tectónicas y eventual sismicidad inducida	105
4.2.3 Sedimentos	106
4.2.4 Evaluación de una trinchera ortogonal a una falla activa	107
4.2.5 Otras evidencias de desplazamiento del terreno	108
4.2.6 Posibles agravantes relacionados a los asentamientos constatados	109
4.2.7 Asentamientos en superficie	109
4.2.8 Pronóstico	110
4.2.9 Lecciones de este caso desde el punto de vista de los estudios de sitio	111
<b>5. Observaciones y proposiciones para la actualización de las normas</b>	<b>113</b>
5.1 El documento ASCE/ASI 7:2010	115
5.2 Síntesis de observaciones relevantes	116
5.3 Adecuación de los documentos normativos. Recomendaciones	119
5.4 Adecuación de la norma 1756:2001	121
5.5 Programa preliminar de trabajo	122
ANEXO A	125
ANEXO B	133
Bibliografía	139
Agradecimientos	143
Biografía del autor	145

## Índice de tablas

<b>Tabla 1.1</b>	Algunas lecciones de eventos sucedidos entre 1970 y 2012	26
<b>Tabla 2.1</b>	Valores del Factor de Importancia $\alpha$ según documentos revisados	39
<b>Tabla 2.2</b>	Clasificación según uso, Reglamento República Dominicana	40
<b>Tabla 2.3</b>	Factores de uso establecidos en la Norma de Costa Rica	40
<b>Tabla 2.4</b>	Clasificación del sitio con base en las propiedades del suelo (ASCE/ASI 7:2010)	44
<b>Tabla 2.5</b>	Valores del coeficiente $F_a$ para los $S_s$ indicados (ASCE/ASI 7:2010)	48
<b>Tabla 2.6</b>	Valores del coeficiente $F_v$ para los $S_1$ indicados (ASCE/ASI 7:2010)	49
<b>Tabla 2.7</b>	Factor de amplificación en la zona de la meseta del espectro elástico de aceleraciones, para suelos tipo roca (Norma NEC-11, sección 2.5.5.1)	52
<b>Tabla 2.8</b>	Períodos para los cuales se dan las curvas de peligro sísmico	53
<b>Tabla 2.9</b>	Niveles de diseño exigidos en la norma COVENIN 1756:2001	65
<b>Tabla 2.10</b>	Categoría de diseño sísmico (CDS) basado en SDS	66
<b>Tabla 2.11</b>	Categoría de diseño sísmico (CDS) basado en SD1	66
<b>Tabla 2.12</b>	Comparación de sistemas resistentes a sismos	70
<b>Tabla 2.13</b>	Tipologías reconocidas en los sistemas resistentes a sismos	71
<b>Tabla 2.14</b>	Comparación entre las estrategias de diseño	72
<b>Tabla 2.15</b>	Requisitos de cumplimiento de objetivos de desempeño en la norma de Costa Rica	75
<b>Tabla 3.1</b>	Cambios en la percepción del peligro sísmico en el área de Jose, Estado Anzoátegui	87
<b>Tabla 3.2</b>	Estudios monográficos, normas y especificaciones vigentes en Venezuela	89
<b>Tabla 3.3</b>	Comparación de suelos tipificados	92
<b>Tabla 3.4</b>	Aceleraciones máximas del terreno en Costa Rica	95
<b>Tabla 4.1</b>	Escenario sísmico según estudio regional (Escenario 1)	100
<b>Tabla 4.2</b>	Resultados del cálculo de la peligrosidad sísmica en el sitio de interés, empleando la información del Escenario 1	100
<b>Tabla 4.3</b>	Nuevo escenario sísmico (Escenario 2)	101
<b>Tabla 4.4</b>	Resultados del cálculo de la peligrosidad sísmica en el sitio de interés, empleando la información del Escenario 2	102
<b>Tabla 4.5</b>	Cuantificación de estado de desempeño indeseable (EDI) en 50 años de vida útil	102
<b>Tabla A.1</b>	Obtención de espectros y $A_0$ según ASCE/ASI 7:2010	127
<b>Tabla A.2</b>	Comparación entre los valores de PGA inferidos de las ordenadas espectrales, con los leídos en los mapas de PGA, para condiciones del terreno tipo B (2% de excedencia en 50 años)	129
<b>Tabla A.3</b>	Clasificación de suelos según ASCE/ASI 7:2010	130
<b>Tabla A.4</b>	Influencia del tipo de suelo en los valores de PGA	130

## Índice de figuras

<b>Figura 1.1</b>	Mapa mostrando la distribución de epicentros a nivel mundial	21
<b>Figura 1.2</b>	Manifestación del terremoto de Cariaco, Venezuela, del 9 de Julio de 1997, M 6.9	22
<b>Figura 1.3</b>	Ondas de cuerpo que se propagan por el interior del planeta	23
<b>Figura 1.4</b>	Ondas superficiales generadas por sismos	23
<b>Figura 1.5</b>	(a) Registro acelerográfico de la componente N-S, sismo de El Centro de Mayo de 1940, (b) Tipos de ondas en el registro	24
<b>Figura 1.6</b>	Microzonación de Caracas establecida por las Empresas de Seguros con Posterioridad al Sismo del 29 de Julio de 1967	32
<b>Figura 1.7</b>	Acelerograma en una estación de registro ubicada sobre un suelo licuable	32
<b>Figura 2.1</b>	Riesgo tolerable adoptado como criterio de diseño y/o verificación en normas y especificaciones	41
<b>Figura 2.2</b>	Registros acelerográficos obtenidos en diversas localidades, generados por sismos de distintas magnitudes	63
<b>Figura 2.3</b>	Las tres componentes del registro obtenido en uno de los estribos del embalse de Pacoima como consecuencia del sismo de San Fernando, Febrero 1971	64
<b>Figura 2.4</b>	Comparación de dos Niveles de Detallado de columnas de concreto reforzado	69
<b>Figura 2.5</b>	Registros en las tres direcciones obtenidos en los niveles 1 y 8 del edificio 8244 Orion Blvd., Los Ángeles, Terremoto de San Fernando, Febrero 1971 (M 6.6)	76
<b>Figura 3.1</b>	Espectros de aceleración para diferentes condiciones del subsuelo de la estación de registro	86
<b>Figura 3.2</b>	Primer mapa de zonación sísmica de Venezuela	88
<b>Figura 3.3</b>	Mapa de Zonación sísmica de la Norma COVENIN 1756:2001	93
<b>Figura 3.4</b>	Espectro de respuesta según datos ASCE para suelos Tipo B	96
<b>Figura 4.1</b>	Riesgos aceptados en los criterios de diseño	103
<b>Figura 4.2</b>	Zona de fallas tectónicas activas y cuenca del lago endorreico	105
<b>Figura 4.3</b>	Posibles mecanismos de formación de cuencas	106
<b>Figura 4.4</b>	(a y b) Epicentros registrados en Venezuela (1982-1996); (c) Ampliación de la región norte-central del país, zona del estudio	107
<b>Figura 4.5</b>	Cambios en la cota de agua del Lago de Valencia	108
<b>Figura 4.6</b>	Inclinación hacia el norte del tronco de un Chaguaramo y crecimiento posterior a la rotación de la base	110
<b>Figura 4.7</b>	Desplazamiento Dextral de una tubería de servicio	111

## Lista de símbolos

- a\*** = empleado en la fórmula 10 como índice de peligrosidad, conjuntamente con  $\gamma$ . Los valores de  $a^*$  y  $\gamma$  se obtienen en estudios donde se modelan los escenarios sísmicos y sus incertidumbres.
- A** = Variable aleatoria de la aceleración máxima del terreno.
- A<sub>0</sub>** = Aceleración máxima del terreno (gal). Con frecuencia se expresa como porcentaje de la gravedad terrestre (g).
- g** = Aceleración de la gravedad (981 cm/s<sup>2</sup>).
- F<sub>a</sub>** = Factor de corrección según tipo de suelo, para las máximas ordenadas espectrales para períodos cortos (0.2 s) leídas en el mapa hecho considerando suelo tipo B
- F<sub>v</sub>** = Factor de corrección según tipo de suelo para las máximas ordenadas espectrales para períodos de un segundo, leídas en el mapa hecho considerando suelo tipo B
- MCER** = Máximo sismo considerado (ASCE).
- PGA** = Aceleración pico del terreno (peak ground acceleration).
- S<sub>a</sub>** = Ordenada del espectro de aceleraciones (cm/s<sup>2</sup> ó % g).
- SD1** = Ordenada espectral de diseño para T=1 segundo.
- SDS** = Ordenada espectral de diseño para períodos cortos ( $T \leq T^*$ ).
- SM1** = Ordenada espectral máxima para T=1 segundo.
- SMS** = Ordenada espectral máxima para períodos cortos.
- S1** = Designación para suelos tipo roca firme o roca discretamente meteorizada, con velocidades de propagación de ondas de corte en exceso de unos 600 m/s.
- S3** = Designación para depósitos aluvionales recientes con velocidades de propagación de ondas inferiores a unos 120 m/s.
- T** = Generalmente empleado como período de vibración (s)
- T<sub>0</sub>** = Menor período de vibración del tramo de aceleraciones espectrales constantes. Usualmente se adopta como 25% de T\*
- T\*** = Período de vibración a partir del cual las aceleraciones espectrales dejan de ser constantes en los espectros suavizados
- TL** = Período de vibración a partir del cual los espectros de desplazamiento se consideran constantes.
- V<sub>s,30</sub>** = Velocidad de propagación de ondas de corte en los primeros 30 m de un depósito aluvial. El valor ponderado también se denota como V<sub>s, 30</sub>, p ó V<sub>sp</sub> (m/s).
- α** = Factor de importancia a ser aplicado en obras de importancia excepcional.
- β** = Máxima amplificación de la aceleración máxima del terreno en el espectro de respuesta; usualmente depende del tipo de suelo y del amortiguamiento del sistema.
- ξ** = Porcentaje de amortiguamiento referido al crítico. En las regresiones para calcular los valores de β, el valor de ξ se expresa en forma decimal.
- λ** = Tasa media de excedencia de las aceleraciones máximas del terreno (1/año). Su

- inversa puede considerarse igual al período medio de retorno. La probabilidad de no excedencia anual en modelos sin memoria es igual a:  $e^{-\lambda} = \exp(-\lambda)$ .
- $\gamma$  = Conjuntamente con  $a^*$ , permiten describir de modo conservador la peligrosidad sísmica de un determinado sitio en términos de la tasa media de excedencia anual:  $\lambda = \exp(A/a^*)^\gamma$ . empleado en la fórmula 10.



# PRESENTACIÓN

La ocurrencia de eventos naturales en América Latina y el Caribe afecta a nuestras sociedades e incide en el desarrollo sostenible de nuestros pueblos. Haití y Chile sufrieron, en 2010, los embates de fuertes terremotos y respondieron, según sus posibilidades, a las repercusiones que tales acontecimientos tuvieron en su economía. En el caso de Haití, el valor total de los daños y pérdidas, ocasionados por el terremoto (vivienda, escuelas, hospitales, edificios, carreteras, puentes, aeropuertos), rondó el 120% de su PIB (año 2009). En el caso chileno, aunque con menor impacto en cuanto a daños de infraestructura y pérdidas humanas lamentables, fue necesaria la reconstrucción de un significativo número de viviendas, carreteras, aeropuertos y puentes, así como la reparación de estructuras estratégicas, hospitales y escuelas, lo cual representó cerca de un cuarto de su PIB.

Estos casos, con diferentes grados de preparación, nos demuestran la necesidad de estar aún más capacitados para minimizar las pérdidas ocasionadas por los desastres naturales y disminuir el riesgo generado por la acción del hombre al modificar el territorio que habita. El reconocimiento de esta realidad es el punto de partida para el desarrollo de la resiliencia en los países.

CAF –banco de desarrollo de América Latina–, consciente de esta situación, ha sido pionero en promover una cultura de riesgos e implementar estudios y programas sobre las amenazas naturales y su mitigación.

A finales de los años 90, CAF desarrolló el programa PREANDINO que permitió trabajar con los países en el reconocimiento de las responsabilidades que tienen los actores del desarrollo en la creación de vulnerabilidades y en el impulso a la formulación de políticas nacionales, sectoriales y territoriales de prevención y mitigación de riesgos. Esto permitió reunir un cúmulo importante de información sobre nuestro territorio y su realidad.

De esta forma la Institución sienta un precedente en el reconocimiento del impacto de los fenómenos naturales, la implementación de procesos para la incorporación de la reducción de riesgos de desastres en los canales de planificación de las acciones del desarrollo y en el involucramiento de los actores clave de la sociedad.

Con base en esta experticia y con el objetivo de aprovechar y potenciar el conocimiento científico e institucional desarrollado en la región, a partir del año 2012, CAF creó el programa GeóPOLIS.

Esta es una iniciativa que busca continuar el desarrollo de la cultura de prevención, la promoción de mejores prácticas de políticas públicas y la generación de conocimiento en distintas áreas relacionadas con la reducción de riesgos de desastres. Para alcanzar sus objetivos, el programa integra una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experticia en el análisis de problemas acuciantes y en el diseño de estrategias para la mitigación de riesgos. El trabajo se basa en tres líneas de acción: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. El conocimiento generado se pone a disposición de implementadores de políticas públicas, la academia, los gobiernos nacionales y locales, el sector privado y público en general, para promover el desarrollo social, ambiental, económico y sustentable de nuestra región.

GeóPOLIS desarrolla conocimientos para que los tomadores de decisiones y sus equipos técnicos puedan contribuir a la reducción de vulnerabilidades y el aumento de la resiliencia de nuestras sociedades.

El programa genera y pone a disposición conocimiento técnico para la región que favorece al entendimiento y la preparación para los desastres, la evaluación de las estructuras estratégicas, la revisión de los marcos nacionales y locales para el fortalecimiento institucional y la promoción del diálogo de los distintos sectores relacionados con la reducción del riesgo en América Latina.

Tengo la certeza que esta valiosa iniciativa contribuirá al intercambio de mejores prácticas en la región y a la generación de redes de expertos, así como a mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.

L. Enrique García  
Presidente Ejecutivo

## RESUMEN EJECUTIVO

Se presenta el resultado de una revisión sobre la caracterización y cuantificación de la estrategia preventiva contra las amenazas sísmicas. Se comentan lecciones que han dejado terremotos destructores sucedidos a lo largo de las últimas décadas en todo el planeta, a fin de identificar aspectos a evaluar en la estrategia preventiva de grandes proyectos de infraestructura. Se realizan propuestas dirigidas a una mejor caracterización de la amenaza sísmica. Para ello se analizan aspectos como: selección de riesgos tolerables, estudios geotécnicos y clasificación de suelos, influencia local del subsuelo, espectros de diseño, entre otros. Se revisa la caracterización de la amenaza sísmica en normas para el diseño sismorresistente vigentes en Venezuela, la norma ASCE/ASI 7:2010, la NEC-11 de Ecuador, el Reglamento N° 201-11 de República Dominicana, la norma de Colombia NSR-10, y el Código Sísmico de Costa Rica, 2010. En el caso particular de los efectos topográficos se hace referencia a las normas francesas.

Se describen dos estudios particulares para el cálculo de la amenaza sísmica en dos sitios diferentes: para el proyecto de una Planta de Gas Licuado y para el desarrollo de una zona industrial con complejos problemas generados por la presencia de fallas geológicas activas en un área ocupada anteriormente por una laguna. Para finalizar se sintetizan recomendaciones aplicables en estudios de amenaza a fin de limitar las probabilidades de un desempeño indeseable bajo la acción de futuros sismos.

**Palabras Clave:** Reducción de Riesgos de Desastres, Terremotos, Amenaza Sísmica, Diseño Sismorresistente, Estudios de Sitio, Normas Sísmicas.



# INTRODUCCIÓN

Dos o tres décadas atrás, el contenido de este trabajo no se hubiera podido escribir en los términos en que se ha plasmado, por dos razones esenciales. En primer lugar, el volumen de información que se ha ido acopiando en esa nueva especialidad que es la Ingeniería Sísmica Forense, en estas últimas décadas, ha sido fundamental para “...saber lo que no sabemos...”, frase del profesor Emilio Rosenblueth, Maestro de maestros en la Ingeniería Sismorresistente. En segundo lugar e igualmente importante, la calidad y confiabilidad de registros de movimientos fuertes del terreno, generados por eventos sísmicos, ha facilitado su evaluación estadística durante estos últimos años, con lo cual ha mejorado la capacidad de pronosticar las características más probables del movimiento del terreno en futuros eventos.

En la primera de las razones, una muy valiosa información proviene de la Ingeniería Sísmica Forense, una especialidad de la Ingeniería Forense. En ambas se evalúan y estudian casos que llegan al Foro, o sea, a la mesa del Juez, quien debe dictar un veredicto sobre responsabilidades. Dejando de lado algunos casos de responsabilidad profesional, son múltiples las situaciones donde la responsabilidad ha recaído en la obsolescencia de normativas que tuvieron que ser actualizadas a posteriori de sismos destructores. La indagación forense es de naturaleza multidisciplinaria, pues abarca problemas que van desde la información sismo-tectónica y los sismos máximos creíbles, hasta la conducta de los materiales bajo acción dinámica, pasando por el reconocimiento de sus incertidumbres y el modelado de las mismas. Tales estudios, cuasi rutinarios en los tiempos presentes, fueron rarezas en la década de los 80, cuando en los países de América Latina se promulgaron las primeras Normativas modernas, tanto en el ámbito de la Ingeniería Sísmica como en el desempeño esperado de sistemas estructurales en sus estados últimos.

El desarrollo de la Ingeniería Sísmica Forense estimuló, con toda naturalidad, los denominados Estudios de Sitio. Es decir, investigaciones ad-hoc cuyos resultados tenían alcances que superaron la mera aplicación de los documentos normativos, inexorablemente más limitados. Dos casos descriptivos se dan en el Capítulo 4.

Esta primera observación está ligada al segundo argumento mencionado en esta Presentación el cual se ilustra en la Tabla 1.1 del texto. En esa tabla se señala la multiplicidad de facetas que deben tenerse presentes en los mencionados estudios de sitio. La citada tabla ejemplifica

de modo irrefutable, una frecuente limitación de nuestros documentos Normativos vigentes en países de nuestra América. Tal limitación está asociada a una visión restringida del “problema sismo” pues en los citados documentos normativos la atención de quien los aplica queda centrada en el manejo del problema “vibración del terreno”.

Obviamente, este efecto, concomitante con un sismo, incluso de moderada intensidad, constituye tal vez la amenaza más importante, especialmente en zonas urbanas, ya que afecta simultáneamente miles de edificaciones. No obstante, esa acción temporal que es la vibración del terreno, puede desencadenar otros muchos fenómenos, como son los macro-deslizamientos, o deslaves, que han sido responsables de muchos miles de víctimas, desplazamientos permanentes que han sido el origen de mortíferos maremotos, u otras muchos que se describen con casos reales en la citada Tabla 1.1.

Esa es la razón del título de este trabajo. Al referirnos a las Amenazas Sísmicas, si bien el problema vibratorio es, como quedó dicho, fundamental, los Estudios de Sitio deben explorar cuidadosamente otras amenazas, ya sean de naturaleza temporal o permanente, propias de las condiciones del entorno del sitio de interés. Aquí, la revisión de la sismicidad histórica juega un papel importante, primer paso en los Estudios de Sitio.

Adicionalmente, en este texto se subraya, y se ilustra con ejemplos, la trascendencia de la estrategia preventiva. Se presenta, como primer caso del Capítulo 4, un resumen de los resultados de estudios hechos para el proyecto de una Planta de Gas Licuado, instalación cuyo malfuncionamiento puede generar situaciones catastróficas. Se destaca allí la importancia de la contribución de un especialista en neo-tectónica, para complementar el escenario tectónico empleado en estudios regionales, con evaluaciones detalladas de otros accidentes tectónicos. La contribución de este especialista, modificó sustancialmente en este caso, la percepción de la amenaza sísmica. En la Norma Venezolana, COVENIN 3621 del año 2000, instalaciones como las de este tipo, deben ser diseñadas para minimizar el riesgo de acciones altamente improbables durante su vida útil.

Finalmente, y volviendo a los cambios de percepción de estas últimas décadas, las Normativas más modernas, exigidas en la concepción de instalaciones de infraestructura y su desempeño esperado ante sismos intensos, exigen que una vez culminado el Proyecto de Ingeniería Estructural, quede constancia en la Memoria de Cálculo, de que se han cumplido los niveles de confiabilidad adecuados. Por ejemplo, en las Normas de la International Organization for Standardization (ISO) 19901-2, del año 2004, en la cual se establecen los procedimientos y criterios de diseño sismorresistente para una plataforma costa-fuera habitada, se exige que la probabilidad de un desempeño inadecuado no exceda valores prefijados. La condición de inestabilidad bajo la acción de sismos, no debe exceder una probabilidad anual igual a  $4 \times 10^{-4}$ .

Exigencias como las anteriores, es previsible que muy pronto se incluyan en otros documentos normativos, como por ejemplo en el proyecto de grandes edificaciones, escuelas, hospitales, centrales de bomberos, puentes, S/E de alto voltaje, sistemas de aducción de agua potable para grandes ciudades, represas, etc. Todo ello exige, de parte de los profesionales que participen en la concepción y diseño de grandes obras de infraestructura en toda nuestra América, estar suficientemente familiarizados con el manejo de información incierta, para adelantar un pronóstico debidamente sustentado sobre el desempeño esperado de sus proyectos de Ingeniería Estructural.

Parte de esa inquietud se incorpora en este trabajo, con las dos finalidades siguientes: la primera para poner este conocimiento a la disposición de los organismos encargados de revisar los documentos normativos vigentes, y la segunda, por la necesidad de entrenar a nuestros profesionales en las mencionadas tareas.

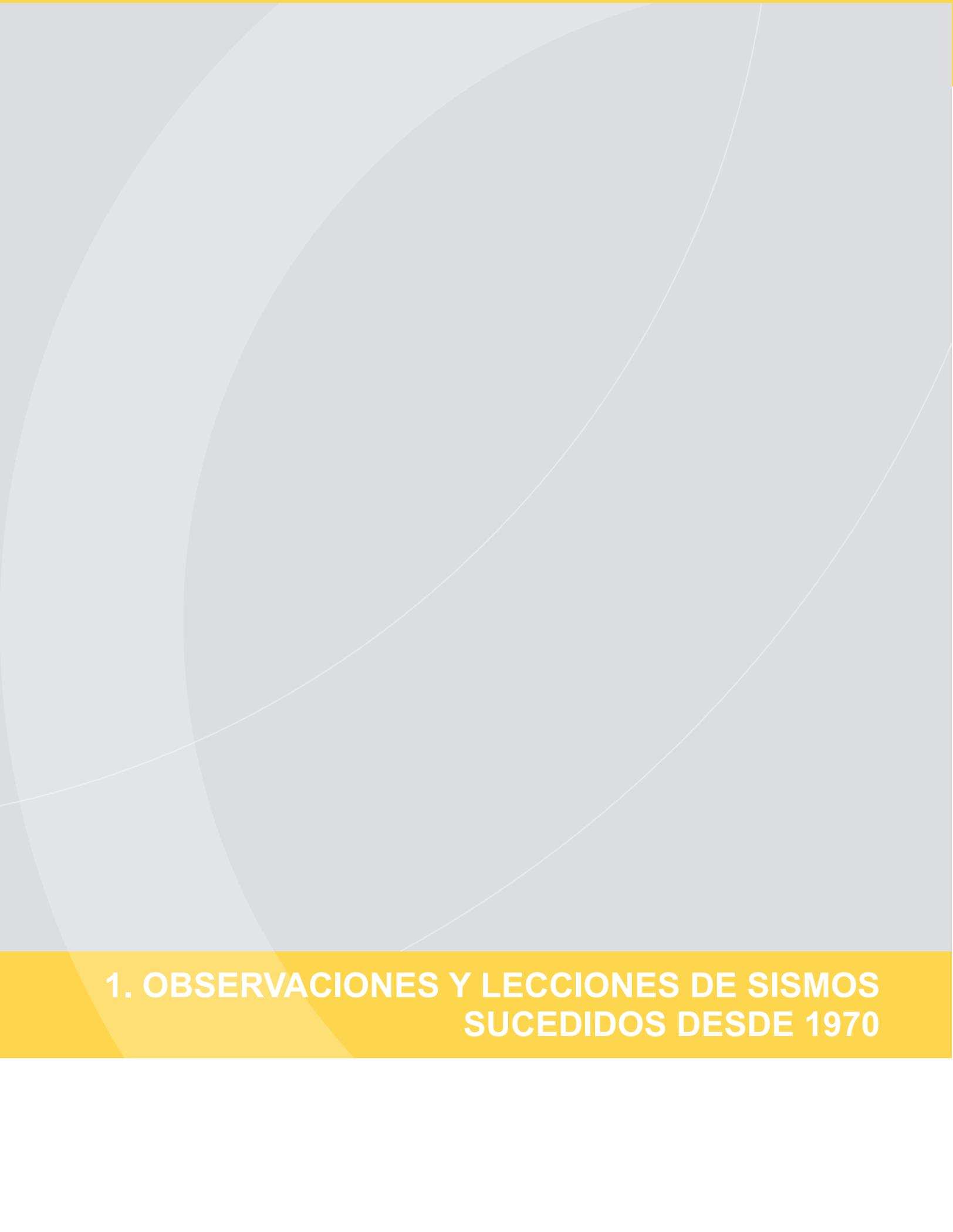
La Red GEÓPOLIS está llamada, como red multinacional que es, a tomar una posición de liderazgo en tres áreas claramente definidas: (i) estimular la incorporación, en los documentos normativos o de referencia, de criterios objetivos para la evaluación de las amenazas sísmicas, que incluyan otros aspectos adicionales al problema vibratorio, así como la estrategia preventiva correspondiente; (ii) coordinar a nivel universitario y post-universitario (especialización) la deseable interacción para la formación de profesionales debidamente entrenados; (iii) elaborar textos o monografías que faciliten el mencionado aprendizaje de la parte conceptual de esa más amplia estrategia preventiva, debidamente acompañados de compilaciones que recojan una casuística ilustrada sobre los problemas aquí tratados.

Esta contribución es resultado de una revisión sobre la caracterización y cuantificación de la estrategia preventiva contra las amenazas sísmicas. Para facilitar su comprensión, se ha considerado conveniente iniciar el texto con la explicación de algunos conceptos fundamentales. Con base en documentos normativos vigentes se tratan los siguientes dos temas: (a) Empleo de la evaluación estadística de una muy amplia muestra de registros del movimiento del terreno, generados por sismos sucedidos desde los años 40, publicados en 2008. Observaciones y lecciones que han dejado terremotos destructores sucedidos a lo largo de las últimas décadas en todo el planeta; (b) Revisión del contenido y alcance de algunas Normas aprobadas y publicadas en los últimos años en países americanos; al final, se ha hecho énfasis en la comparación de la Norma Venezolana de 2001 con las vigentes más modernas.

Su contenido se ha dividido en los siguientes cinco capítulos:

1. Observaciones y lecciones de sismos sucedidos desde 1970 en adelante. Se recoge allí en forma muy sintetizada, una amplia casuística que ilustra las múltiples facetas que deben evaluarse en la estrategia preventiva de grandes proyectos de infraestructura.

2. Propuestas dirigidas a una mejor caracterización de la amenaza sísmica. Se analizan allí aspectos que van desde la selección de riesgos tolerables y sus responsabilidades, los estudios geotécnicos y clasificación de suelos, métodos usualmente empleados para evaluar la influencia local del subsuelo, la definición de los espectros a ser empleados en el diseño, así como comparaciones entre las diferentes estrategias de diseño incorporadas en una muestra de Normas de América. La revisión de los requerimientos normativos que caracterizan la amenaza sísmica en las Normas para el diseño sismorresistente vigentes de varios países del área, especialmente en la Norma ASCE/ASI 7:2010, la cual aún requiere algunas aclaratorias anotadas en el Anexo A. Particular atención se ha prestado a las de Venezuela, pues en algunos aspectos resulta conveniente su adecuación.
3. Requerimientos Normativos que caracterizan la amenaza sísmica en Venezuela y conveniencia de su adecuación. Análisis comparativo dirigido a una mejor caracterización de la citada amenaza a la luz de los nuevos conocimientos y recomendaciones prácticas, con fines de la eventual adecuación. Para ello ha resultado ilustrativa, la revisión de los siguientes documentos: la Norma ASCE/ASI 7:2010; la Norma NEC-11 de Ecuador: el Reglamento N° 201-11, República Dominicana; la Norma de Colombia NSR-10, y: el Código Sísmico de Costa Rica, 2010. En el caso particular de los efectos topográficos se hace referencia a las Normas Francesas.
4. Descripción de dos Estudios de Sitio dirigidos al cálculo de la amenaza realizados en los últimos años. En estos se presentan los resultados de estudios hechos para el proyecto de una Planta de Gas Licuado, instalación cuyo malfuncionamiento puede generar situaciones catastróficas. También es ilustrativo el ejemplo del desarrollo de una zona industrial a finales de los años 40, en un área antes ocupada por una laguna y que desde finales de los años 70 presenta complejos problemas generados por la presencia de fallas geológicas activas.
5. Síntesis de observaciones relevantes. Constituye un resumen de conceptos fundamentales que se recomienda sean aplicados en los estudios de amenaza, para sustentar la toma de decisiones a nivel de proyecto estructural, que limiten las probabilidades de un desempeño indeseable bajo la acción de futuros e inevitables sismos.

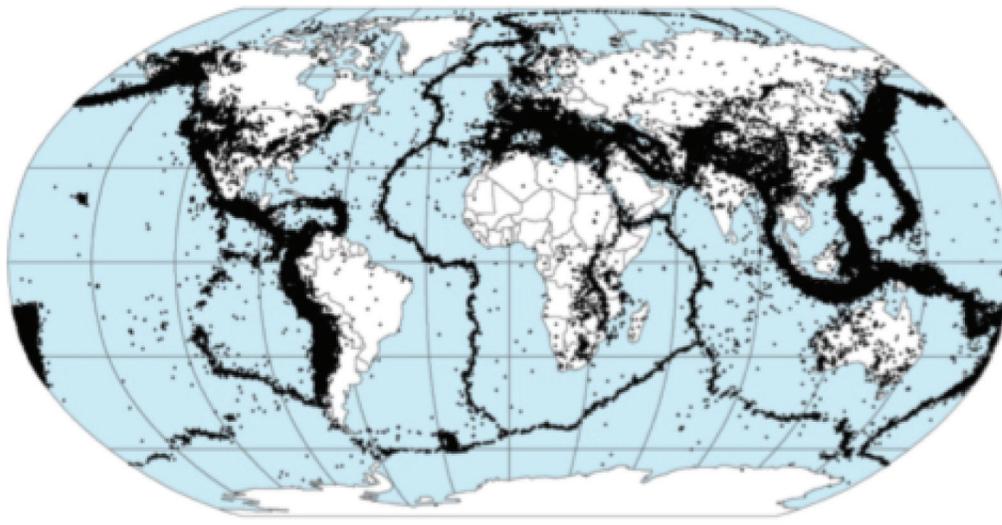


# 1. OBSERVACIONES Y LECCIONES DE SISMOS SUCEDIDOS DESDE 1970



## 1.1 Conceptos Fundamentales

En la evolución de los estudios sobre el origen de los sismos, a mediados de los años 50 se concluyó que éstos eran el resultado de la interacción de grandes placas tectónicas que se desplazan sobre las capas más superficiales del planeta. En la **Figura 1.1** se reproduce uno de los mapas publicados, en el cual se identifican las grandes placas tectónicas y la sismicidad asociada a su interacción (puntos negros son epicentros). Este mapa, confirmación de teorías en boga para esos años, revela que buena parte de la costa americana está bajo la amenaza de sismos. El historial de eventos descritos desde la época de la colonia hasta el presente, confirma que es un fenómeno inexorable con el cual debemos aprender a convivir.



**Figura 1.1** Mapa mostrando la distribución de epicentros a nivel mundial, donde se aprecia la actividad en las costas de América y el Caribe (Fuente: [http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Quake\\_epicenters\\_1963-98.png#mediaviewer/File:Quake\\_epicenters\\_1963-98.png](http://commons.wikimedia.org/wiki/File:Quake_epicenters_1963-98.png#mediaviewer/File:Quake_epicenters_1963-98.png))

El desplazamiento relativo entre placas, genera ocasionales liberaciones de energía. Se designa como “foco” el sitio donde, según el análisis de registros sismográficos, se inició la ruptura que dio inicio a la citada liberación de energía. Las coordenadas y profundidad del foco, dan una primera idea de la distancia de una determinada localidad al área de rotura, aun cuando ésta se puede extender alejándose muchos kilómetros, generalmente asociada a planos pertenecientes a las zonas de interacción de placas; la proyección del foco en superficie se denomina “epicentro”.

Ocasionalmente, se constatan manifestaciones superficiales de estos desplazamientos. En la **Figura 1.2** se ilustra una parte de la manifestación superficial del sismo de Cariaco, Venezuela del 9 de Julio de 1997. La foto fue cortesía del profesor André Singer y es portada de un texto sobre las Normas sísmicas en Venezuela. La foto de esta falla de tipo transcurrente dextral, se tomó pocas horas después del sismo. Varias semanas más tarde, el desplazamiento permanente alcanzó valores mayores, hasta máximos cercanos a 6 dm en los cerca de 60 km visibles en superficie. La vegetación que se observa en la carretera, son ramas colocadas en el sitio por algún conductor, para advertir sobre el pequeño salto que se había formado en el sitio de la falla.



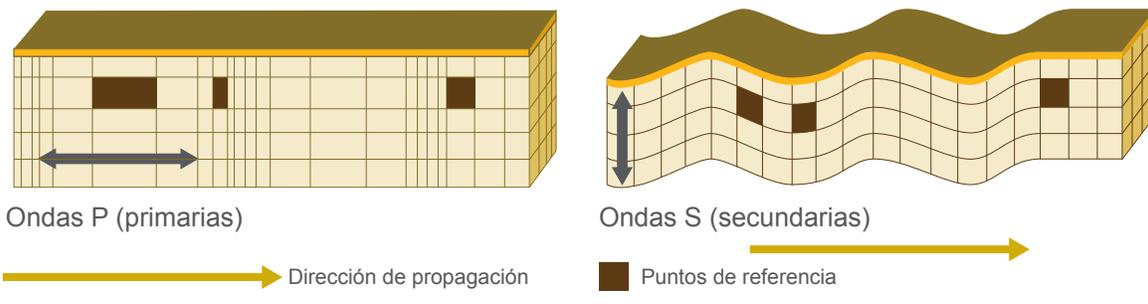
**Figura 1.2** Manifestación superficial del terremoto de Cariaco, Venezuela, del 9 de Julio de 1997, M 6.9 (Cortesía: André Singer, 1997)

La rotura iniciada en el foco y su propagación en la roca, a varios kilómetros de profundidad, genera ondas de varios tipos. En la **Figura 1.3** se ilustran las llamadas Ondas de Cuerpo: éstas pueden ser de compresión-dilatación, denominadas ondas P, pues son las primeras en llegar a las estaciones de registro; y las ondas transversales, también llamadas ondas S, que se propagan más lentamente según desplazamientos ortogonales a la dirección de propagación de la onda.

De igual modo también se generan Ondas de Superficie, que se propagan por la superficie, hasta profundidades muy limitadas. Son ondas que pueden perturbar masas de agua u otros

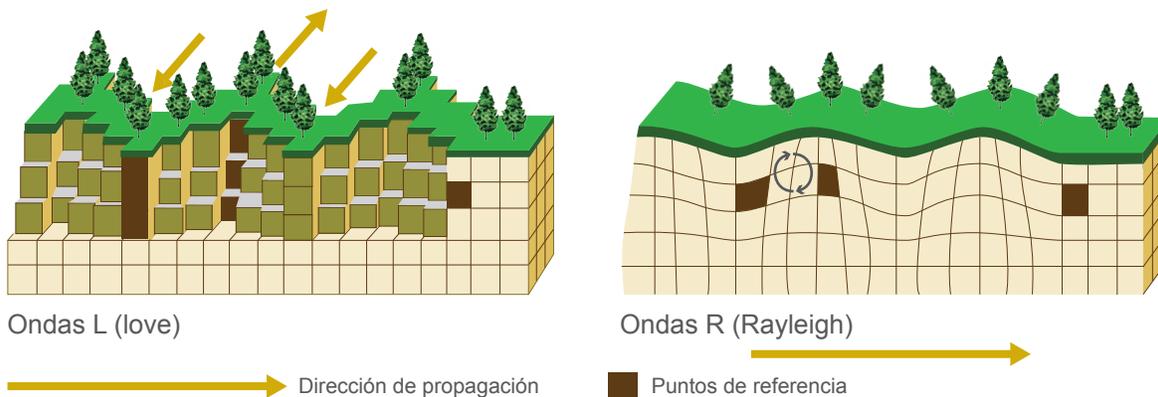
cuerpos de largo período de vibración. En la **Figura 1.4** se describen las ondas Rayleigh cuyo movimiento es elíptico en un plano esencialmente vertical, y las ondas Love cuya propagación es en planos horizontales de amplitud decreciente con la profundidad.

### Ondas profundas



**Figura 1.3** Ondas de cuerpo que se propagan por el interior del planeta. Las ondas S no se propagan en medios líquidos (Elaboración propia, según datos de [http://biologiaygeologia.org/unidadbio/a\\_ctma/u3\\_geosfera/u3\\_t3contenido/21\\_ondas\\_ssmicas.html](http://biologiaygeologia.org/unidadbio/a_ctma/u3_geosfera/u3_t3contenido/21_ondas_ssmicas.html))

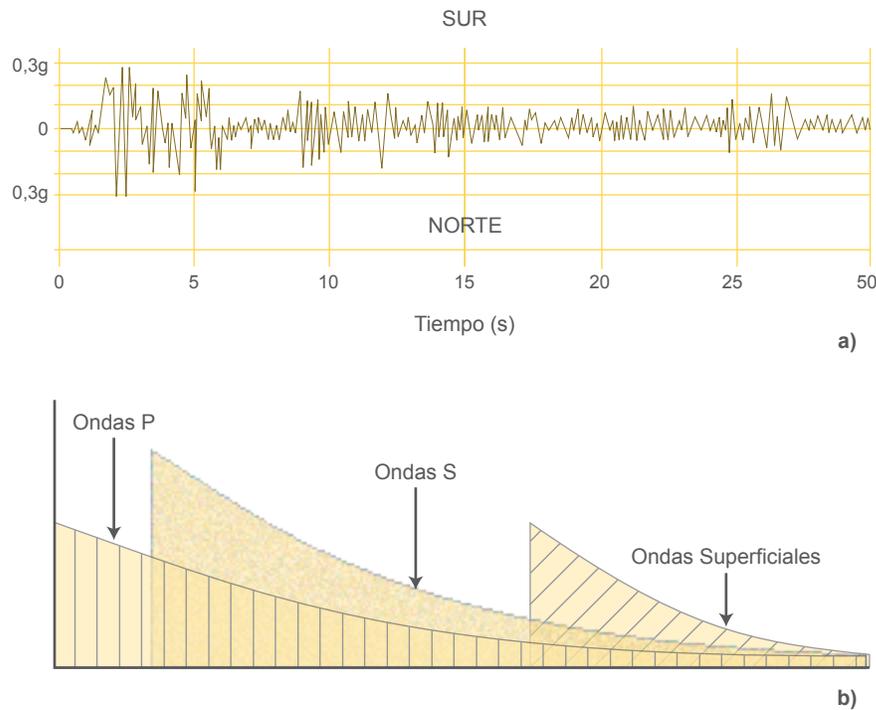
### Ondas superficiales



**Figura 1.4** Ondas superficiales generadas por sismos. Pueden dar lugar a desplazamientos de grandes masas de agua a distancias de miles de kilómetros (Elaboración propia, según datos de [http://biologiaygeologia.org/unidadbio/a\\_ctma/u3\\_geosfera/u3\\_t3contenido/21\\_ondas\\_ssmicas.html](http://biologiaygeologia.org/unidadbio/a_ctma/u3_geosfera/u3_t3contenido/21_ondas_ssmicas.html))

Finalmente, debe señalarse que en registros obtenidos a distancias relativamente cercanas al epicentro, pueden distinguirse las llegadas de las ondas descritas en las **Figuras 1.3** y **1.4**.

En la **Figura 1.5** se reproduce la interpretación del profesor Emilio Rosenblueth de uno de los primeros registros acelerográficos -el sismo de El Centro de 1940- donde se indican los diferentes trenes de ondas que llegaron al instrumento de registro.



**Figura 1.5** (a) Registro acelerográfico de la componente N-S, sismo de El Centro de Mayo de 1940, M 7.1, obtenido en una estación ubicada sobre un depósito aluvional denso de 330 m de profundidad; desplazamiento transcurrente dextral de 19 pies (Elaboración propia, según datos de Richter, 1958, pp. 450; 487- 491). (b) Tipos de ondas en el registro (Elaboración propia, según datos de Rosenblueth, 1980, p. 3)

A estos conceptos fundamentales, es importante añadir que, como se verá en la próxima **Tabla 1**, si bien el problema vibratorio es fundamental entenderlo, y por tanto establecer la estrategia preventiva adecuada, los sismos pueden estar asociados a otras amenazas permanentes o temporales que requieren atención. Es la razón del título que se ha dado a la compilación que aquí se presenta.

## 1.2 Justificación

Varias motivaciones, algunas de ellas complementarias entre sí, justifican la primera parte de este trabajo. Las dos más importantes son: (i) la reiterada observación hecha durante las últimas

décadas en múltiples cursos de extensión dictados a profesionales de la Ingeniería Estructural, interesados en actualizarse sobre temas que aquí se tratan. “El objetivo” de los participantes a dichos cursos, ha estado esencialmente dirigido a lograr soltura en la aplicación de las Normas Sísmicas vigentes; (ii) si bien la mencionada soltura es una condición necesaria, no es suficiente por las dos razones siguientes: (a) el ámbito de aplicación de las Normas tiende a estar centrado en los efectos vibratorios, y; (b) los efectos de sismos relativamente recientes como los que se recogen en esta primera parte, sintetizan e ilustran la necesidad de extender la estrategia preventiva más allá de lo que establecen nuestros documentos normativos de uso generalizado.

### 1.3 Algunas Observaciones y Lecciones de Eventos Sucedidos entre 1970 y 2012

Desde la publicación del libro de Wiegel (1970) hasta hoy, o sea un lapso relativamente reciente -el cual excluye los 9 años subsiguientes al bien conocido texto de Blume, Newmark and Corning publicado en 1961-, en esas cuatro décadas y media, han sucedido múltiples sismos a nivel mundial que han dejado experiencias que merecen atención. En una muestra de algo más de 30 de ellos, se identifican lecciones que señalan a la comunidad de profesionales, entre otras cosas: (a) la importancia de adoptar medidas preventivas adecuadas, no siempre establecidas en las Normas; (b) las consecuencias potencialmente catastróficas de ignorar las condiciones o efectos de sitio; (c) la conveniencia de verificar en las iniciativas de “adecuación”, la capacidad de transmitir, con la seguridad adecuada, las solicitudes inducidas por los sismos hasta las fundaciones, y; (d) primeras luces en la predicción de futuros sismos.

En la **Tabla 1.1** se recogen observaciones y efectos relevantes, así como causas de pérdidas catastróficas de sismos sucedidos dentro del lapso indicado, sintetizados en forma cuasi telegráfica.

Tabla 1.1 Algunas Lecciones de Eventos Sucedidos entre 1970 y 2012

N°	Observaciones Relevantes. Causas de Pérdidas y Efectos Destacados		Casuística
1	<b>Depósitos de suelos con muy baja velocidad de propagación de ondas de corte (<math>V_s</math>)</b>	Afectación por sismos de fuente distante	- Gediz, 1970, ruina de una nave industrial ubicada en Bursa, a 120 km del área epicentral de un sismo de magnitud 7.
2			- México, D.F, 1985, amplificación de movimientos máximos del terreno en zona urbana, ubicada a 380 km del área epicentral de un sismo de magnitud 8.1
3			- Cariaco, 1997, desplome de un edificio de 7 niveles ubicado en Cumaná, a unos 75 km del área epicentral de un sismo M 6.9
4	<b>Identificación de microzonas en áreas urbanas</b>	Sismos cercanos y distantes	- En el terremoto de Popayán de 1983, se constataron efectos de microzonas, por efectos de los depósitos aluvionales en las áreas urbanizadas.
5			- En Caracas se han llevado a cabo estudios de microzonas, tomando como elemento de validación las evidencias del sismo de 1967.
6	<b>Amplificación por efectos topográficos</b>	Conjunto de edificaciones similares ubicadas en el tope y la base de colinas	- Terremoto de Lollole, M 7.8, 1985, daños estructurales no reparables en numerosos edificios ubicados en el tope de la colina de Canal Beagle, en Viña del Mar. Edificios nominalmente iguales en la base de la colina no sufrieron daños. Hay Normas que incrementan la acción sísmica hasta en un 40% en el tope de irregularidades topográficas
7	<b>Intensidad de las vibraciones</b>	Vibraciones en exceso de las contempladas en las Normas	- Aun en los mapas de zonación actualizados, los valores de diseño establecidos en las normas, históricamente han sido excedidos en registros instrumentales. No se conocen propuestas para reducir el 10% en 50 años aceptado por consenso.
8		Componentes horizontales y verticales en exceso de 1.0g	- Registros acelerográficos con movimientos horizontales registrados hasta 2.7 g en el terremoto de Tohoku, Japón, marzo 2011, M 9, dos minutos de duración y componentes verticales en exceso de 1 g
9		Efectos de directividad	- Múltiples sismos con marcados efectos de directividad, especialmente con mecanismos focales transcurrientes. Esto se refleja en las curvas isosistas. Véase por ejemplo el caso Superstition Hill, Imperial County, California noviembre 1987

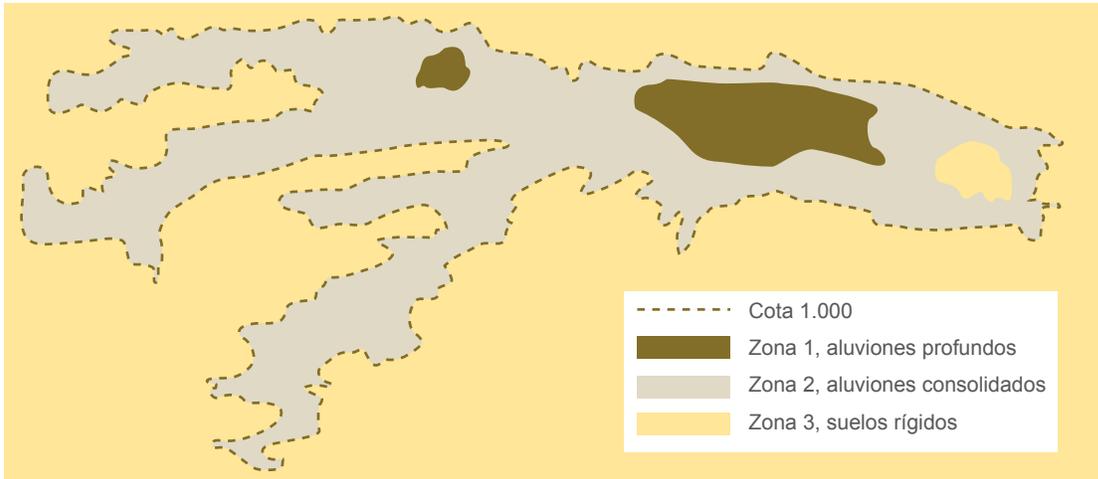
N°	Observaciones Relevantes. Causas de Pérdidas y Efectos Destacados		Casuística
10	<b>Licuefacción generalizada</b>	En zonas no urbanas. Afectación de líneas férreas, destrucción de carreteras y pérdida de viñedos tipo parra	- Pandeo de líneas férreas en terremoto de Tang Shan, 1976, por licuefacción de estratos superficiales sobre estratos no licuables de pequeña pendiente.
11			- San Juan, Argentina, 1977, M 7.4, extensas áreas afectadas por licuefacción. Pérdidas económicas importantes por hundimiento de viñedos tipo parra.
12a			- El Limón, Costa Rica, 1991, pérdida de tramos carreteros y puentes por efectos de licuefacción generalizada
12b			- Los sismos de Concepción, Chile, febrero 2010, M 8.8 y de Baja California, México, en abril de ese mismo año, M 7.2, ilustran el potencial de daños en obras de infraestructura, como consecuencia de fenómenos de licuación del terreno.
13	<b>Macro-deslizamientos e Inestabilidad de Taludes Generada por Sismos</b>	Laguna formada por descongelamiento de nieve. Deslaves desencadenados por sismos, luego de lluvias persistentes	- Chimbote, Perú, 1970, inestabilidad de laguna ubicada a 5500 m de altura por efecto de un sismo M 7.1. 52 mil víctimas y el pueblo de Yungay borrado del mapa.
14			- Ecuador, zona nororiental, 1987, dos sismos: el mayor de magnitud 6.9, con 2 horas de diferencia, desencadenaron deslaves en volcán El Reventador. Poliducto Lago Agrio-Esmeraldas ubicado en la base del volcán fue arrastrado al río Coca-Salado. Selección errada del margen del río, para ahorrar costo de un puente. Sin exportación de petróleo durante 6 meses
15	<b>Estabilidad de Embalses de Tierra</b>	Evaluación de obras hidráulicas afectadas por sismos intensos	- En el sismo de San Fernando, 1971, el espaldón aguas arriba de la represa de Lower Van Norman Dam, sufrió inestabilidades parciales y deslizamientos que obligaron a un rápido vaciado del embalse y al desalojo de 80 mil personas que habitaban aguas abajo del embalse. Este caso dio origen a un programa de re-evaluación de embalses de tierra en USA.
7			- Trabajos de campo con posterioridad al sismo de Tohoku, Japón, marzo 2011, M 9, revelaron que de 400 represas ubicadas en áreas con aceleraciones en exceso de 0.10g, solo hubo un caso de inestabilidad en un dique de control de inundaciones.
16	<b>Salto de falla activa</b>	Medidas preventivas fueron ignoradas; pérdidas cuantiosas	- Nicaragua, diciembre de 1972, M ~ 7, desplazamientos transcurrentes de fallas activas en zonas urbanas de Managua. Repetición de fenómenos constatados en las mismas fallas durante el sismo de febrero de 1931.

N°	Observaciones Relevantes. Causas de Pérdidas y Efectos Destacados		Casuística
17			- Taiwan, Chi.Chi, 1999, destrucción de vitales obras de infraestructura como puentes de gran vano y represa de concreto, por saltos verticales de hasta 8 m de altura, en una falla activa. Repetición de sismo de los años 30 citado por Richter.
18	Medidas preventivas exitosas en el cruce de una tubería de 1.2 m de diámetro. Validación de recomendaciones elaboradas 27 años antes del terremoto que se describe		- Terremoto de Denali, Alaska, 2002, M 7.9, con una longitud total de rotura transcurrente de más de 300 km y saltos medidos de desplazamientos permanentes en exceso de 6 m, es el más grande registrado en los últimos 150 años en esa región. La falla cruzó el Trans Alaska Pipeline, con capacidad para transportar 1 millón de barriles por día, con un salto permanente horizontal medido entre 5.5 y 6 m, y 1.5 m vertical, en un ancho de falla de 200 m, sin daños ni derrame de petróleo. Un caso de validación exitosa de medidas preventivas tomadas en 1975.
19	<b>Detalles del concreto armado</b>	Longitudes de transferencia inadecuadas	- San Salvador, 1986, M < 7, longitudes de empalme o de transferencia inadecuadas, no confinadas, en los extremos de columnas de concreto armado.
20	Pobre calidad del concreto		- El caso más elocuente de daños y ruina de construcciones con miembros de concreto armado fue el terremoto de Haití, 2010, M 7.1. Contrasta con el buen desempeño de edificaciones durante el terremoto de Chile M 8.8 en febrero 2010 y Japón M 9, en marzo 2011. En este último edificaciones de concreto armado fueron sacudidas con altísimos niveles de movimientos del terreno, varias veces mayores que los establecidos en las Normas, y el desempeño fue calificado de muy bueno visto el pequeño porcentaje de edificaciones afectadas entre las decenas de miles de obras sacudidas simultáneamente.
21	<b>Prefabricados</b>		- Edificaciones a base de paneles prefabricados en el sismo de Gazli, abril 1970, revelaron un pobre desempeño similar a los casos de Agadir, Marruecos francés, el 29 de febrero, 1960.
22			- Bucarest, 1977, M 7.8, foco intermedio, a distancia de unos 100 km de Bucarest, ocasionó daños importantes en esa capital, en edificaciones afectadas durante la guerra. Numerosos edificios prefabricados de 10 niveles, con juntas organizadas, se comportaron sin ningún daño visible
23			- Spitac y Leninakand, Armenia, diciembre 1988, M 6.9, alrededor de 40 mil víctimas por derrumbe de edificaciones, muchas de ellas prefabricadas con pobres detalles de armado.

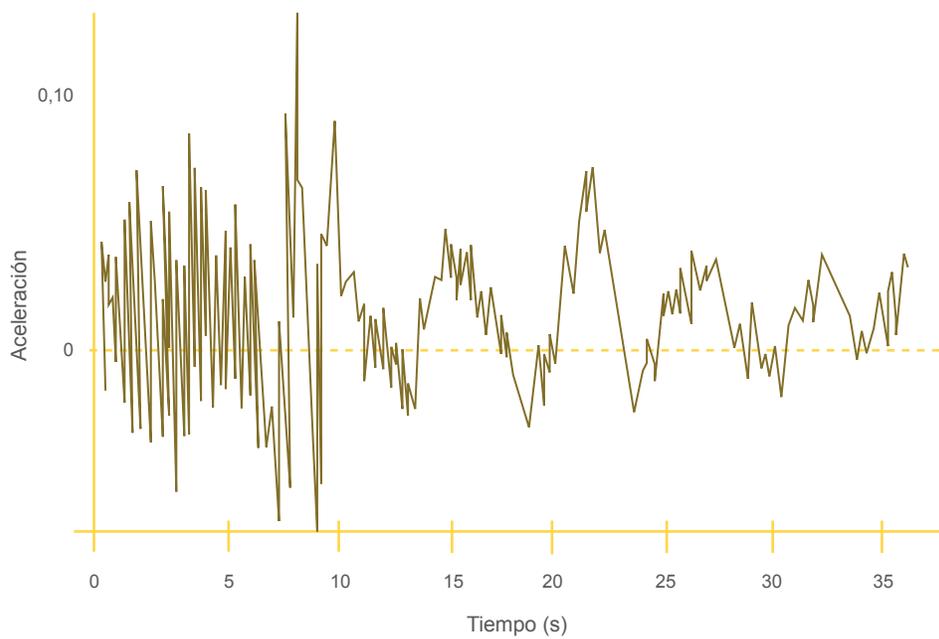
N°	Observaciones Relevantes. Causas de Pérdidas y Efectos Destacados		Casuística
15	<b>Rehabilitación y/o Diseño Preventivo</b>	Exitoso	- Olive View Hospital, severamente dañado con el sismo de San Fernando 1971, fue demolido, re-proyectado y construido en el mismo sitio. Desempeño excelente bajo la acción del sismo de Northridge en 1994, con aceleraciones registradas de 1 g en el tope de la edificación, durante su respuesta dinámica.
24		No Exitoso	- Edificio de la Facultad de Ingeniería de San Salvador, reforzado en 1965 por daños en columnas cortas, transfirió el problema al último nivel lo cual quedó en evidencia con el sismo de 1986 de magnitud comparable.
25		Catastrófico	- Sistema de aisladores de porcelana, de alta tensión (400 KV). Protegidos contra vibraciones del terreno anclados en espectros hasta de 0.5 g por medio de pre-compresión de tendones de fibra de vidrio y verificado su comportamiento en mesa vibrante. Pasaron un primer sismo, moderado, Morgan Hill 1984, sin daños. En el sismo de Loma Prieta, 1989, M 7.1, cuyos registros acelerográficos señalaron aceleraciones cuatro veces mayores que las de 1984, todos fallaron por sistema inadecuado de fijación de su base a las fundaciones de concreto armado. Gran pérdida económica por un error en el sistema de fijación a la fundación.
26		Respuesta exitosa de aisladores de goma	<p>- Mesa de interruptores de 230 KV, destruidos con el terremoto de San Fernando, Los Ángeles, 1971, fueron reinstalados sobre tacos de goma y pasaron un sismo de intensidad comparable, Northridge, Los Ángeles, 1994, sin daño alguno.</p> <p>- En este último sismo, año 1994, la Central de Bomberos de Los Ángeles, una edificación de dos plantas con estructura metálica tubular muy rígida, dispuesta sobre tacos de goma, pasó el sismo sin mayor percepción por parte de sus ocupantes. En el campo libre las aceleraciones máximas sobrepasaron 0.4g. Igual comentario sobre el edificio del hospital de la Universidad del Sur de California, con planta en forma de Z, apoyado sobre tacos de goma.</p>
27	<b>Maremotos</b>	Medidas preventivas no exitosa	- Muro de 5 m de altura en la península de Aonae, isla de Okushiri, Japón, fue sobrepasado por ola de 10 m de altura, asociada a maremoto generado en el mar de Japón hacia 1994.

N°	Observaciones Relevantes. Causas de Pérdidas y Efectos Destacados		Casuística
7			<p>- Sismo de Tohoku, Japón, el 11 de marzo de 2011. Muro de 8 a 10 m de altura, especialmente dispuesto como medida preventiva contra los terremotos, fue sobrepasado por olas de más de 35 m, asociadas al maremoto de marzo de 2011, M 9. Esta súbita "inundación", a las 2:46 PM hora local, fue causante de un porcentaje importante de las 28 mil víctimas y de graves problemas en la central nuclear de Fukushima I, pues la vaguada generada por el maremoto dejó fuera de servicio sistemas de control del "estado de cesación" de esa central. Debe citarse aquí el "hundimiento de más de 1 m" reportado en la costa de Ishinomaki y consiguiente inundación, en la costa de Japón, efecto del sismo de 2011. La interacción de placas Pacífico-Japón, a 8.3 cm/año, sin duda había venido levantando esas costas y la rotura del 11 de marzo, con una longitud de placa subducente de 450 km, con un ancho de 150 Km, y 15 m de desplazamiento permanente de placa hacia el oeste con 15° de ángulo de subducción, liberó parte de la energía de deformación allí acumulada y la costa descendió algo más de un metro. El maremoto se encargó de llenar las partes bajas "inundándolas" según los reportes.</p>
28		Ninguna medida preventiva	<p>- Cuando sucedió el sismo de Sumatra, Indonesia 2004, M 9, las pérdidas humanas y materiales se extendieron a varios países, ninguno de los cuales tenía sistemas de alarma o medidas preventivas. Eventos similares están descritos en libros que recogen crónicas sobre la historia de los grandes terremotos del planeta, como el de Montessus de Ballore publicado el año 1906.</p>
29	<b>Predicciones de Sismos a Futuro</b>	Medidas exitosas de desalojo, previas al sismo principal	<p>-En febrero de 1975 y con 7 horas de antelación, los sismólogos chinos predijeron exitosamente el sismo de Haicheng, de magnitud 7.3, luego de un seguimiento que se anticipó aproximadamente 15 años antes. Si bien las medidas de desalojo fueron atendidas, por la hora del día y condiciones climáticas algunas personas de edad avanzada y niños de menor edad, retornaron en sus viviendas lo cual dejó un balance de entre 1 y 2 víctimas por cada 10 mil habitantes dentro de la isosista VIII.</p>
30		Omisión de medidas de desalojo previas al sismo principal	<p>-Una segunda área de China, bajo observación similar, escapó a la misma estrategia predictiva mencionada en el caso anterior y el 28 de julio de 1976 sucedió el terremoto de Tangshan, de magnitud comparable, con elevado balance de daños materiales y víctimas. Esta cifra alcanzó cerca de 1000 víctimas por cada 10 mil habitantes dentro de la isosista VIII.</p>

N°	Observaciones Relevantes. Causas de Pérdidas y Efectos Destacados		Casuística
12		Comprensión del mecanismo focal y registro de deformaciones en la corteza, facilitaron la predicción del umbral inferior de la magnitud del sismo	-La magnitud aproximada del terremoto de Maule, Concepción, Chile de febrero 2010 y su área epicentral, fue predicha con 1 año de antelación por un equipo multidisciplinario de investigadores entre los cuales el doctor Edgard Kausel, sismólogo Chileno. Su predicción y las mediciones GPS sobre los desplazamientos de la corteza terrestre, fueron corroboradas el día del sismo. Merece la pena destacar, que las áreas seleccionadas como más conspicuas para ubicar los puntos de medición, se fundamentaron en las descripciones que dejó el venezolano Simón Rodríguez el año 1835 con ocasión del último gran sismo que afectó Concepción.
31	<b>Ejercicios de Microzonación</b>	Microzonación modificada luego de dos años, por el mismo grupo de trabajo	-En noviembre de 1980, la región de Irpinia-Campagna-Basilicata fue afectada por un sismo intenso que afectó la localidad de San Angelo dei Lombardi. En Junio de 1982 se publicó un mapa de microzonación del pueblo. Las seis zonas incrementaban la acción sísmica a considerar en futuros sismos. La Municipalidad solicitó una segunda opinión al mismo grupo de estudio, que dos años después presentó una zonificación marcadamente diferente.
32	<b>Naves Industriales Altamente Vulnerables</b>	Cubiertas de grandes naves industriales, soportadas sobre columnas cortas, generaron grandes pérdidas por lucro cesante	-Terremoto de Friuli, Italia el año 1976, M = 6.3, ocasionó severas pérdidas económicas por el derrumbe de cubiertas de naves industriales que se encontraban soportadas por columnas cortas, de concreto armado, sin refuerzo adecuado para soportar las elevadas fuerzas cortantes que fueron generadas por el sismo.
33	<b>Ruina de Puentes y Tramos Elevados</b>	Falla de puentes con vigas prefabricadas y tramos elevados tipo monocolumnas. En California, el número de puentes con problemas desde el sismo de San Fernando 1971, dio pie para iniciar un amplio programa de adecuación de puentes.	-Terremoto de Guatemala, febrero de 1976, M=7.6, desplazamiento permanente de la falla transcurrente sinistral de Motagua. El puente Agua Caliente, de 25 a 30 m de altura, perdió tres tramos simplemente apoyados por acción del sismo. Esta obra de infraestructura era la única ruta, en esas fechas, para comunicar la costa Caribe con la costa Pacífica de Guatemala.  -Terremoto de Kobe de 1995, extensos tramos elevados del tren-bala, y de tramos de autopista, perdieron su estabilidad por incapacidad de transmitir las fuerzas cortantes que se generaron en las pilas de soporte.
34			



**Figura 1.6** Microzonación de Caracas establecida con Posterioridad al Sismo del 29 de Julio de 1967: Zona 1, aluviones profundos; Zona 2, aluviones consolidados de profundidad intermedia; Zona 3, suelos rígidos, roca meteorizada (Elaboración propia, según datos de CRESTA, 1984)



**Figura 1.7** Acelerograma en una estación de registro ubicada sobre un suelo licuable. El incremento en la presión de poros interrumpió la transmisión de las ondas de corte (sismo de Niigata, Japón, 1964, M 7.5) (Fuente: Boomer, 1994, p. 193)

En la muestra que se recoge en la **Tabla 1.1** pueden distinguirse diversas consecuencias de sismos pasados, las cuales se suelen diferenciar en: efectos directos o indirectos, de naturaleza temporal (vibraciones, maremotos, licuefacción) o permanentes (macrodeslizamientos, desplazamientos permanentes de fallas). De las lecturas de los informes, puede afirmarse que uno de sus denominadores comunes, es su naturaleza incierta. Una parte no despreciable de esos efectos no están cubiertos o tratados en las Normas y Especificaciones de los países de América que se han revisado, incluyendo las Venezolanas anotadas en la **Tabla 3.2** que se da en la Sección 3.2; tampoco se orienta al usuario sobre qué tan importantes son las mencionadas incertidumbres.

Adicionalmente, hay obras de infraestructura como los embalses, sistemas de aducción de agua potable por bombeo, problemas de desparramamiento lateral y otros más complejos, cuya evaluación sobre su confiabilidad -medida como probabilidad de sobrevivencia- requiere información relacionada a alguno de los aspectos anotados en la tabla anterior.

## 1.4 Conclusión

Las lecciones recogidas durante estos últimos 40 años, aquí presentadas en forma sucinta, parecen justificar una revisión de nuestra estrategia preventiva, en el entendido que: "...las Normas no deben ser un recetario ni un texto, pero deben cumplir ambas funciones (ingeniero Arnim de Fries, 1980). Tales documentos normativos establecen: (i) acciones que deben ser evaluadas, algunas de las cuales requieren Estudios de Sitio; (ii) un conjunto de criterios mínimos a satisfacer, que acaso pudiesen ampliar otras acciones contempladas en nuestros documentos vigentes, y; (iii) la conveniencia de ofrecer procedimientos sencillos para cuantificar alguno de los parámetros que condicionan lo que se ha venido llamando el "diseño conceptual".

La necesaria actualización por consenso de materias como las citadas, pasaría a formar parte de la estrategia de protección de la Sociedad en general, ante futuras acciones inevitables. Precisamente, la función del Ingeniero es lograr que, sin perder de vista los limitantes económicos: "los sismos no sean sinónimo de catástrofe".



## **2. PROPUESTAS DIRIGIDAS A UNA MEJOR CARACTERIZACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA**



En esta Sección se revisan algunas de las alternativas que se han propuesto en las Normas revisadas. Será materia a discutir en las Comisiones de Normas, la adopción de la más conveniente en función de la información contenida en cada documento normativo. En general se ha considerado como documento central y con un amplio sustento estadístico, las Especificaciones ASCE/ASI 7:2010.

Se comienza por destacar el aspecto relativo a las Responsabilidades, materia novedosa que se ha incluido en las Normas de Ecuador y Costa Rica. A continuación, se trata el tema del Riesgo Tolerable, tema éste propio de todas las Normas; esto implica definir una categoría de riesgo, el factor de importancia asociado y las implicaciones de su empleo en lo que a probabilidades de excedencia se refiere.

En la Sección 2.2 se tratan los Estudios Geotécnicos, cuyos resultados condicionan la forma de los espectros a emplear en el diseño. Se destaca la clasificación geotécnica del sitio con arreglo a las especificaciones ASCE/ASI 7:2010. A continuación se dan los espectros asociados a cada uno de los diferentes tipos de suelos que conforman la Sección 2.2.7. A los fines de una mejor comprensión se comparan valores adoptados por las diferentes normas revisadas.

Se recalca que esta Sección tiene por finalidad ofrecer a los Comités de Normas posibles alternativas que corresponderá adoptar en función de la información disponible.

## 2.1 Responsabilidades

En la Sección 2.2.1. de la Norma Ecuatoriana (NEC-11) se establece que ese documento permita: *«...que el diseñador conozca claramente las hipótesis de cálculo que está adoptando y tome conciencia de la responsabilidad que implica tomar ciertas decisiones a la hora de aceptar tales hipótesis».*

En el Código de Costa Rica-2010, destaca en su Artículo 1.1 (c) que: *«...la labor del profesional responsable del diseño no se debe limitar al cumplimiento acrítico de estas disposiciones, sino que debe procurar la satisfacción de los objetivos definidos en el artículo 1.2 y adoptar, de ser preciso, criterios alternativos más rigurosos que los que el Código establece».* También se señala en ese primer artículo que: *«...el cumplimiento de los artículos definidos en el Artículo 1.2 sólo es alcanzable en términos probabilísticos».* Entre las llamadas de atención destaca la siguiente: *«...se prohíbe el uso estructural de materiales...como la mampostería sin refuerzo en los sistemas sismorresistentes de todas las edificaciones y obras afines a ser construidas en el territorio de la República de Costa Rica».* Finalmente en el Artículo 1.4 Suposiciones Generales, se da por cierto que: *«La estructura es diseñada por profesionales*

*responsables, poseedores de criterios y conceptos adecuados sobre estructuración....»*

Se han retenido las citas anteriores como alternativas adoptadas en diferentes países, sobre un tema no tratado, por ejemplo, en la Norma Venezolana. Ésta se refiere con frecuencia a una “Autoridad Competente”, a diferencia de la responsabilidad profesional que se señala en los documentos citados.

### 2.1.1 Riesgo Tolerable

Este tópico forma parte de los objetivos generales establecidos en algunos documentos normativos modernos. Por ejemplo, puede ser establecido en forma cuantitativa, tal como en los documentos ISO revisados, uno de los cuales es mencionado en la Sección 3.1.3. Se deja claro allí que, finalizado el proyecto de Ingeniería Estructural, éste debe quedar asociado a un riesgo de alcanzar estados de desempeño indeseables que no superen ciertos valores tolerables.

Materias como ésta, pertenecen a decisiones de la Comisión de Normas que, vía consenso, acuerda cuánto es “tolerable” y cuánto deja de ser “tolerable”.

### 2.1.2 Incorporación de la Categoría de Riesgo

En la Norma ASCE-SEI 7:2010, se introduce un concepto más amplio, pues no está limitado a los sismos. Se trata del riesgo asociado a una determinada edificación o construcción, que es la denominada “Categoría de Riesgo”. Constituye la clasificación o categorización de edificaciones y otras estructuras con base en el riesgo asociado a un desempeño inaceptable, suficientemente amplio para que sea aplicable además de los sismos, a las acciones del viento, inundaciones, deslizamientos y otros.

Se establecen cuatro categorías de riesgo: desde el Riesgo I que representan aquellas edificaciones asociadas a un riesgo limitado a muy pocas vidas humanas en el evento de su falla, hasta la categoría de Riesgo IV, que es el extremo opuesto: edificaciones esenciales, riesgo de un elevado número de pérdidas de vidas en caso de fallas y otras consideraciones de pérdidas.

Su objetivo es esencialmente similar a la clasificación de otras normas en la región, entre ellas, por ejemplo, la Norma COVENIN 1756, aun cuando más amplia. En el caso de las instalaciones industriales (COVENIN 3621:2000) la tabla de Clasificación de Riesgos tiene un campo de aplicación más orientado a las consecuencias en vidas y pérdidas económicas en instalaciones, esencialmente dirigida a la industria petrolera y química.

### 2.1.3 El Factor de Importancia

Definidos los espectros de respuesta elástica, como se verá al tratar la Categoría de Diseño Sísmico en las Secciones 2.2.6 y 2.5, tal categoría es empleada para considerar la peligrosidad sísmica en la estructura a ser diseñada.

Una de las primeras consideraciones a tener clara es: ¿qué tan importantes pueden ser las consecuencias del mal funcionamiento o eventual ruina de esa estructura? Aparte de los Estudios de Sitio, justificados en casos excepcionales, en aquellos que no tienen ese carácter, las normas COVENIN establecen la “Clasificación según su Uso”. Con base en dicha clasificación, el diseño de la estructura se asocia a un determinado “Factor de Importancia”, cuyo valor depende de la percepción o análisis de los responsables que, en su momento, elaboraron la propuesta de Norma.

La Norma COVENIN 1756:2001, establece unos factores de importancia ( $\alpha$ ), algo diferentes a los del código ASCE/SEI 7:2010, que dependen de la ya descrita “Categoría de Riesgo”. En líneas generales, ambas clasificaciones persiguen objetivos similares. En la **Tabla 2.1** que sigue se compara: COVENIN 1756, con ASCE/SEI 7:2010 y la Norma Ecuatoriana, todos documentos vigentes, en 2014.

**Tabla 2.1** Valores del Factor de Importancia  $\alpha$  según Documentos Revisados

COVENIN 1756:2001		ASCE/SEI 7:2010		Norma Ecuatoriana NEC-11	
Clasificación	Factor $\alpha$	Categoría de Riesgo	Factor $\alpha$	Categoría	Factor I
Grupo A	1.30	IV	1.50	Esenciales o peligrosas	1.50
Grupo B1	1.15	III	1.25	Ocupación especial	1.30
Grupo B2	1.00	II; I	1.00	Ordinarias	1.00

Dado que el Reglamento de la República Dominicana tiene un ámbito de aplicación muy amplio, la Clasificación según el Uso se extiende a V Grupos. Sus factores de uso (equivalentes al factor de importancia, como se les llama en otras normas) se dan en la **Tabla 2.2**.

**Tabla 2.2** Clasificación según en Uso, Reglamento República Dominicana

Edificio	Grupo I	Grupo II	Grupo III	Grupo IV	Grupo V
<b>Factor de Uso</b>	1.50	1.40	1.20	1.00	0.90

En el Código de Costa Rica se establecen dos factores de Uso o de Importancia: (a) (I) empleado para el diseño de las edificaciones, y; (b) ( $I_p$ ) para reducir la vulnerabilidad de los componentes no estructurales. Sus valores se dan en la **Tabla 2.3**.

**Tabla 2.3** Factores de Uso establecidos en la Norma de Costa Rica

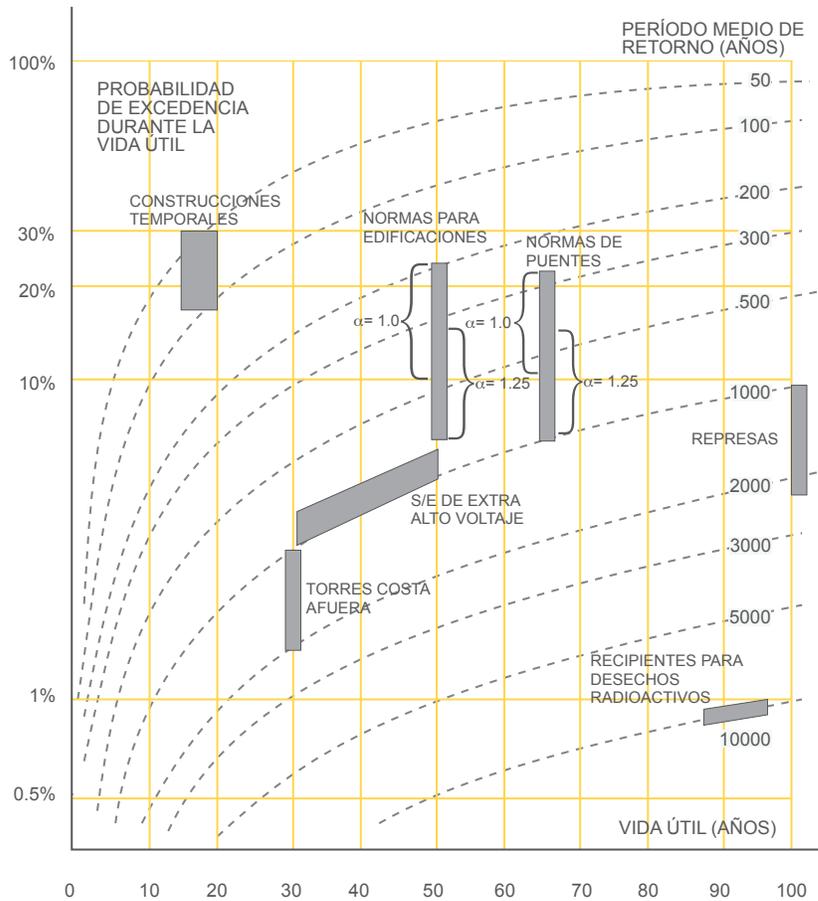
Grupo	Breve Descripción	I	$I_p$
<b>A</b>	Edificaciones e Instalaciones Esenciales	1.25	1.50
<b>B</b>	Edificaciones e Instalaciones Riesgosas	1.25	1.50
<b>C</b>	Edificaciones de Ocupación Especial	1.00	1.25
<b>D</b>	Edificaciones de Ocupación Normal	1.00	1.25
<b>E</b>	Edificaciones Misceláneas	0.75	1.00

La Norma Colombiana NSR-10 tiene 4 Grupos de Uso, desde edificaciones indispensables (Grupo IV), hasta estructuras de ocupación normal (Grupo I). Los coeficientes de importancia I son: (Grupo de Uso IV, I = 1.50; Grupo de Uso, III = 1.25; Grupo de Uso, II = 1.10; Grupo de Uso I, I = 1.00).

### 2.1.3.1 Empleo del Factor de Importancia $\alpha$

El objetivo del factor de importancia o de uso ( $\alpha$ ), es mayorar todas las ordenadas del espectro de respuesta elástica para caracterizar movimientos con períodos de retorno más largos, o, en el caso de una misma vida útil, probabilidades de excedencia menores.

En documentos Normativos de otros países, los valores máximos varían entre 1.25 y 1.6 o más. En el caso particular de la Norma ASCE/SEI 7:2010, el máximo alcanza el valor de 1.5 e, implícitamente, se asocia al factor de mayoración para pasar de los movimientos asociados a un período de retorno de 475 años, a movimientos de 2500 años de período de retorno.



**Figura 2.1** Riesgo tolerable adoptado como criterio de diseño y/o verificación en Normas y especificaciones (α = factor de importancia) (Elaboración propia)

### 2.1.3.2 Correlación entre los Períodos de Retorno $T_{\alpha=1.0}$ y $T_{\alpha>1.0}$

Para establecer esa correlación, debe tenerse presente que los resultados de la peligrosidad sísmica pueden ser descritos conservadoramente por la siguiente regresión:

$$\ln \lambda = C - \gamma \ln A \tag{2.1}$$

Donde λ representa la tasa de excedencia de la variable (A) (aceleración máxima, ordenada espectral, velocidad máxima u otra). Los parámetros (γ) y (C) caracterizan la amenaza sísmica de cada sitio. De donde:

$$\lambda = e^C A^{-\gamma} \quad (1/\text{año}) \tag{2.2}$$

Haciendo el cambio de variable  $e^c = (a^*)^\gamma$  se obtiene:

$$\lambda = (a^*)^\gamma A^{-\gamma} = (A/a^*)^{-\gamma} \quad (2.3)$$

Donde los dos parámetros  $[a^* = (e^c)^{-\gamma}]$  y  $(\gamma)$  caracterizan la peligrosidad sísmica del sitio. Obsérvese que: (i) la regresión (2.1), resultado de los estudios de peligro sísmico, tiende a ser conservadora para valores muy grandes de la variable (A), o muy pequeños de  $(\lambda)$ ; (ii) la inversa de la variable  $(\lambda)$  no es más que el período medio de retorno (T).

La correlación que interesa es el cociente:  $(T_{\alpha=1.0}) / (T_{\alpha \geq 1.0})$ . Este se puede obtener a partir de la fórmula (2.3) como el cociente:

$$(T_{\alpha=1.0}) / (T_{\alpha > 1.0}) = [(\alpha A/a^*)^{-\gamma}] / [(A/a^*)^{-\gamma}] \quad (2.4)$$

Esta última se puede llevar a la forma:

$$(T_{\alpha > 1.0}) = (T_{\alpha=1.0}) \alpha^\gamma \quad (2.4a)$$

Para zonas de mediana peligrosidad,  $(\gamma)$  puede ser del orden de 4.0 o algo más. Si suponemos que  $(\gamma)$  es igual a 4.1 y  $(\alpha)$  se toma igual a 1.5, el período medio de retorno usual de 475 años para  $(\alpha = 1.0)$ , con la aplicación de la fórmula (2.4a) pasa a ser igual a 2500 años para el valor  $(\alpha = 1.5)$ .

En la ASCE/SEI 7:2010 este factor de  $(\alpha = 1.5)$  se mantiene constante cualquiera sea la zona sísmica de los USA, con lo cual se acepta que valores de  $(\gamma)$  del orden de 4 son representativos de cualquier zona sísmica. Nuestra experiencia revela que ese no es el caso en Venezuela, pues la peligrosidad sísmica depende tanto de  $(\gamma)$  como de  $(a^*)$  según se desprende de la fórmula (2.3). Es un tema que deberá ser estudiado con más detenimiento en su momento.

### 2.1.3.3 Influencia de $\alpha$ en la Probabilidad de Excedencia

El criterio para seleccionar las acciones de diseño en los mapas empleados actualmente en Venezuela y otros países es apuntar a 10% de excedencia en una vida útil de 50 años. Esto se puede describir en un modelo sin memoria donde la probabilidad de no excedencia en 50 años:  $P = 1.0 - 0.10 = 0.90$  se obtiene a partir de la expresión:

$$P_{\alpha=1.0} = 0.90 = \exp [-50 (A_0/a^*)^{-\gamma}] \quad (2.5)$$

Para un cierto valor de ( $\alpha$ ) distinto de la unidad, se tiene:

$$P_{\alpha=1.0} = 0.90 = \exp [-50 (\alpha A_0/a^*)^{-\gamma}] \quad (2.5 a)$$

Por ejemplo, si seleccionamos una localidad con  $\gamma = 3.85$  y  $a^* = 80$  gal, para  $\alpha = 1.0$  y  $t = 50$  años, obtenemos  $A_0 = 394$  gal .  $P_{\alpha=1.00} = 0.90$ . Este es equivalente a un período medio de retorno de 475 años. Si incrementamos el valor de  $A_0$  por un factor de importancia  $\alpha = 1.3$ , obtenemos  $P_{\alpha=1.3} = 0.961$  en 50 años, que equivale a un período medio de retorno de 1272 años.

Este ejemplo ilustra la importancia de una selección debidamente sustentada del valor de ( $\alpha$ ) prescrito en las Normas.

## 2.2 Estudios Geotécnicos

### 2.2.1 General

Como se verá más adelante, la clasificación de suelos actualmente se basa en el  $V_{S,30}$ . Sobre los rangos de valores no hay unicidad de criterios. Esto ha sido revisado recientemente y la clasificación de ASCE/ASI 7:2010 ha sido adoptada en algunos documentos. Según ésta, se distinguen los seis tipos de suelos que se dan en la **Tabla 2.4** (éstos se anotan como guía, pues pudieran convenir otros rangos de valores).

Esta tabla es esencialmente coincidente con la Tabla 2.3 de la Norma Ecuatoriana NEC-11, Sección 2.5.4.5. Aun cuando esta última presenta una ordenación mejor discriminada que se recomienda adoptar. En esa Norma, la Tabla 2.4 está contenida en la **Tabla 2.3**.

Igualmente, la Tabla anterior es similar a la del Reglamento Dominicano (201-11), así como la del Reglamento Colombiano NSR-10. En este último la Tabla A.2.4-2 está contenida en la Tabla A.2.4-1. Las tablas de los valores  $F_a$  y  $F_v$  son similares a las del ASCE/ASI 7:2010. Para los rangos de períodos cortos (del orden de  $T_0$ ) y valores de  $A_a$  entre 0.00 y 0.60, los valores de  $F_a$  se dan en forma gráfica. De igual forma para períodos del orden de 1 s, valores de  $A_v$  entre 0.00 y 0.60, se dan gráficamente los valores de  $F_v$ .

### 2.2.2 Información Necesaria para la Definición de los Espectros en Suelos Tipo B

Tal como ya se ha indicado, para identificar los efectos de amplificación en suelos “muy blandos”, distantes de las fuentes sísmicas, que puedan liberar valores elevados de energía, la evaluación

de las acciones a nivel de los suelos Tipo B, se ha hecho con períodos medios de retorno de 2500 años. ASCE/ASI 7:2010 reconcilia estas aceleraciones (en suelos tipo B), para períodos de retorno unas 5 veces más pequeños, dividiendo los valores de las ordenadas espectrales por 1.5.

**Tabla 2.4** Clasificación del Sitio con base en las Propiedades del Suelo (ASCE/ASI 7:2010)

Suelo Tipo	Breve Identificación	Valores $V_{s,30}$ (m/s)	Valor Ponderado del Ensayo SPT	Promedio de la Resistencia al Corte no Drenada (kgf/cm <sup>2</sup> )
A	Roca dura	> 1520	NA	NA
B	Roca	762 a 1520	NA	NA
C	Suelo muy denso a roca blanda	365 a 762	> 50	>0.98
D	Suelo rígido	182 a 365	15 a 50	0.49 a 0.98
E	Arcillas blandas <sup>(1)</sup>	< 182	< 15	< 0.49
F	Suelos que requieren un análisis de respuesta	En la Sección 20.3.1 de ASCE, se dan las condiciones que conducen a clasificar un determinado depósito como este tipo de suelo		

<sup>(1)</sup> Requiere el cumplimiento de otras propiedades no citadas aquí.

Para la definición de los espectros, en el documento normativo se ha aceptado que éstos pueden quedar definidos con la ordenada espectral para períodos de: (i) 0.2s en la zona de aceleración espectral constante ( $S_{a_{0.2s}}$ ); (ii) 1.0 s para la zona de velocidades espectrales constantes ( $S_{a_{1.0s}}$ ), y; (iii) un eventual tercer período donde comienza la zona de desplazamientos espectrales constantes, el cual será considerado posteriormente.

El llamado período de esquina  $T^*$  (s) resulta ser igual al cociente  $(S_{a_{1.0s}}) / (S_{a_{0.2s}})$ . El valor  $T_0$  (s) <  $T^*$  (s), donde se inicia la reducción de las aceleraciones espectrales, puede tomarse como  $0.20 T^*$ . Finalmente, el valor de la aceleración máxima del terreno  $A_0$  ( $S_{a_{0.01s}}$ ) se obtiene como el cociente  $(S_{a_{0.2s}}) / 2.5$ . Esa aproximación se considera suficientemente buena para los análisis dinámicos usuales y es concordante con estudios de sitio hechos con las regresiones modernas publicadas en 2008 ya citadas.

En cualquier caso, tanto en la ASCE/ASI 7:2010 como en la Norma Dominicana y en otros documentos, se dan mapas de isoaceleración máxima del terreno correspondiente a

diferentes períodos medios de retorno. Aún no queda claro en qué casos se emplean esos mapas (véase el Anexo A).

### 2.2.3 Clasificación

La clasificación de suelos de la Tabla 20.3-1 y Sección 20.3 de ASCE, está basada en el perfil estratigráfico de los últimos 30 m. Excepcionalmente, la clasificación del subsuelo la podrá establecer un profesional con base en su experiencia en la información del área. Si no hay información, se adoptará el Tipo D, salvo que la autoridad competente en el área dictamine que en el sitio hay suelo Tipo E o F.

No se permitirá clasificar como suelos Tipo A o Tipo B si hubiese un espesor de sedimentos mayor de 10 m de suelo entre la base de fundaciones directas y el afloramiento rocoso. Si este espesor fuese inferior a 10 m, según la Sección 12.14.8.1 (ASCE) sí se permite.

#### 2.2.3.1 Suelos Cohesivos

En la Sección 2.5.4.7.2 de la Norma Ecuatoriana NEC-11, se da una detallada explicación sobre características de los suelos cohesivos.

#### 2.2.3.2 Caso de los Suelos Tipo F

El suelo quedará clasificado como Tipo F y será motivo de un Estudio de Sitio, según ASCE cuando se dé alguna de las condiciones que se indican a continuación:

- a) Suelos vulnerables, potencialmente susceptibles de fallar o colapsar bajo cargas sísmicas tales como suelos potencialmente licuables, arcillas “quick” o altamente sensibles, o suelos colapsibles débilmente cementados. Se exceptúan del requerimiento anterior las estructuras con período fundamental  $\leq 0.5$  s. En este caso, se permite determinar una clasificación del subsuelo con arreglo a la Sección 20.3 y emplear los correspondientes valores de  $F_a$  y  $F_v$  que se dan en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 (ASCE)
- b) Peats (barro) y/o arcillas altamente orgánicas con espesores en exceso de 3 m.
- c) Arcillas de muy alta plasticidad con espesores en exceso de 7.5 m con  $PI > 75$ .
- d) Estratos mayores de unos 37 m de arcillas blandas o medianamente rígidas, con  $S_u < 70$  kgf/cm<sup>2</sup>.

## 2.2.4 Suelos Tipo A y Tipo B

La clasificación de suelos en la Norma ASCE/ASI 7:10 se da en el Capítulo 20. El suelo Tipo A es roca sana con velocidades de propagación de onda en exceso de 1525 m/s.

El suelo Tipo B sigue siendo un suelo tipo roca, más blanda y/o fracturada, y debe ser evaluada por especialistas salvo que se hagan mediciones en el sitio. Presupone velocidades de propagación de ondas de corte entre 760 y 1525 m/s. Este es el tipo de suelo que se toma como referencia de basamento rocoso, con valores de  $F_a$  y  $F_v$  iguales a 1.0 (véase **Tablas 2.5 y 2.6**).

## 2.2.5 Suelos Tipos C, D y E

La clasificación de estos tipos de suelos, todos con velocidades inferiores a 760 m/s puede ser hecha con base en uno de los tres métodos siguientes, todos a ser medidos en los últimos 30 m del depósito: (a) velocidad media de propagación de ondas de corte; (b) promedio del número de golpes en el ensayo de penetración estándar, y; (c) resistencia media al corte no drenada u otros parámetros geotécnicos.

## 2.2.6 Limitaciones

### 2.2.6.1 Limitaciones de Sitio para Categorías de Diseño Sísmico E ó F

Estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico E o F (véase la Sección 2.5) no deberán ubicarse donde se tenga conocimiento de que una falla activa tenga el potencial de causar ruptura superficial del terreno en el sitio de ubicación de la estructura. No se indica cuál es el alejamiento mínimo que debe respetarse

### 2.2.6.2 Investigaciones Geotécnicas Adicionales Categorías de Diseño Sísmico D, E ó F

El informe sobre investigaciones geotécnicas para las estructuras calificadas con Categoría de Diseño Sísmico D, E ó F, en la ASCE, deben incluir:

- a) La determinación de presiones laterales debidas a la acción dinámica del sismo, en sótanos y muros de retención.
- b) Potencial de licuefacción y eventual pérdida de resistencia, lo cual se trata en la Sección 2.2.6.3 que sigue.

### 2.2.6.3 Evaluación del Potencial de Licuefacción

En la Norma Ecuatoriana, NEC-11, Sección 2.5.4.9.1(1), se establece que en el modelo no-lineal, se debe considerar el desarrollo de la presión de poros y los consiguientes efectos en la reducción de la rigidez y resistencia del suelo. Para los análisis de licuefacción, se pueden emplear metodologías semi-empíricas utilizando los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) y el ensayo de penetración del cono (CPT). Las incertidumbres en el módulo máximo de cortante, la reducción de módulos y las curvas de amortiguamiento, deben ser estimadas. En la Sección 2.5.4.9.1 (3) de la citada Norma, se recomienda que los métodos de análisis incorporen el desarrollo de los incrementos de presión de poros en el suelo, mediante análisis en términos de esfuerzos efectivos para lo cual se indican ciertos algoritmos comerciales. Adicionalmente, en la Sección 2.5.4.9.2 de la ya mencionada Norma, se define el fenómeno de licuefacción, se señala en qué tipos de suelos puede darse y se recomiendan procedimientos a ser empleados.

En el Reglamento Dominicano, Artículo 110, se recomienda evitar las construcciones sobre suelos potencialmente licuables. En caso permitido, se deberá ejecutar un mejoramiento del suelo, o utilizar un sistema de fundación que sobrepase la profundidad de los estratos licuables (véase el Reglamento para Estudios Geotécnicos, R-024).

En el Reglamento Colombiano NSR-10, el tema de la licuación y medidas posibles de remediación para el mejoramiento de depósitos se da en el Acápito H.7.4.5 y siguientes. Al igual que en otros muchos temas aquí tratados, no procede una recomendación específica pues serán decisiones que deben tomar las Comisiones de Normas en función de la calidad de la información que anteceda estos aspectos.

## 2.2.7 Espectros de Respuesta Elástica

### 2.2.7.1 COVENIN 1756 y 3621

Los documentos COVENIN vigentes, mantienen el viejo formato de adoptar espectros normalizados para cada tipo de subsuelo y multiplicar sus ordenadas por la aceleración máxima del terreno, valor este establecido en un mapa de zonación. Este esquema, como ya quedó dicho, se considera obsoleto y es utilizado también en otras normas de la región, como la norma peruana.

### 2.2.7.2 ASCE/ASI 7:2010

Con la información disponible en la actualidad, la definición de los espectros de respuesta elástica resulta ser la más adecuada. De hecho, la aceleración máxima del terreno es una

variable que se requiere para evaluaciones geotécnicas, como es el caso del potencial de licuefacción, la pérdida de resistencia del terreno, asentamientos diferenciales y los incrementos de presiones laterales en muros y similares.

La posibilidad de construir espectros de respuesta a partir de regresiones de atenuación de ordenadas espectrales, ha permitido la elaboración de mapas como los del ASCE/SEI 7:2010. El problema quedó simplificado a dos mapas: uno para las curvas de iso-ordenadas de período corto ( $S_s$ ) y un segundo para iso-ordenadas espectrales de 1.0 segundo ( $S_1$ ), que realmente son ordenadas de espectros de velocidad. Estos mapas son obtenidos en suelos clasificados como Suelos Tipo B (roca), asociados a un amortiguamiento referido al crítico igual al 5% y, como quedó dicho más arriba, para períodos medios de retorno de 2500 años.

Las máximas respuestas espectrales dependen del tipo de suelo, para lo cual se han establecido los factores ( $F_a$ ) para las ordenadas de período corto y ( $F_v$ ) para las ordenadas de 1.0 segundo de período, ya mencionadas anteriormente.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (2.6)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (2.7)$$

En las **Tablas 2.5** y **2.6** se dan los valores de  $F_a$  y  $F_v$  de ASCE/ASI 7:2010

**Tabla 2.5** Valores del Coeficiente  $F_a$  para los  $S_s$  Indicados (ASCE/ASI 7:2010)

<b>Suelo Tipo</b> (1)	<b><math>S_s \leq 0.25</math></b>	<b><math>S_s = 0.5</math></b>	<b><math>S_s = 0.75</math></b>	<b><math>S_s = 1.0</math></b>	<b><math>S_s \geq 1.25</math></b>
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9

(1) Los suelos Tipo F requieren estudios de sitio.

**Tabla 2.6** Valores del Coeficiente  $F_v$  para los  $S_1$  Indicados (ASCE/ASI 7:2010)

Suelo Tipo (1)	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4

(1) Los suelos Tipo F requieren estudios de sitio.

De las dos tablas anteriores se desprenden tres observaciones de interés: (i) en roca dura, no fracturada, las ordenadas espectrales alcanzan reducciones uniformes de un 20%; (ii) en la medida que los suelos son más blandos, para las zonas de menor peligro sísmico (menores valores de  $S_s$  y de  $S_1$ ) los factores de amplificación alcanzan los máximos valores, lo cual es congruente con los efectos de sismos bien conocidos y; (iii) el empleo de espectros normalizados, independientes de la intensidad de los movimientos en roca, deja de ser válido.

Finalmente, en la Sección 11.4.4 de la ASCE/ASI 7:2010 se establecen como ordenadas de los espectros de diseño (para 475 años de período de retorno aun cuando no está dicho allí), los siguientes:

$$S_{DS} = S_{MS}^{2/3} \quad (2.8)$$

$$S_{DI} = S_{MI}^{2/3} \quad (2.9)$$

Para terminar de definir la forma del espectro en función del período de vibración ( $T$ ) en segundos, se definen las diferentes ramas del espectro:

- La rama descendente del espectro es igual a  $S_{DI}/T$
- El período de cruce de la rama anterior con la zona de aceleraciones espectrales constantes ( $T^*$ ), no es más que el cociente  $S_{DI}/S_{DS}$
- El período más corto de la zona de aceleraciones espectrales constantes, usualmente denominado  $T_0$  es igual a  $0.2 \times T^*$
- La rama entre  $T_0$  y 0 segundos, es igual a:  $S_{DS} \times (0.4 + 0.6 T/T_0)$ .

Obsérvese que de acuerdo con la última expresión anotada, la aceleración máxima del terreno ( $A_0$ ) es 2.5 veces menor que la máxima ordenada espectral, cualquiera que sea el tipo de suelo.

Los espectros de respuesta obtenidos en la forma anterior, se consideran envolventes de espectros asociados a eventos de pequeña o gran magnitud, cercanos o distantes, representativos de cada una de las 5 condiciones del subsuelo analizadas. El Reglamento de la República Dominicana se ajusta a esta forma espectral.

En el Código de Costa Rica, los espectros a emplear en el diseño, se han organizado como espectros normalizados para 5% de amortiguamiento, para cada una de las 3 Zonas Sísmicas del país, en los cuatro tipos de suelos y según 5 ductilidades desde 1.0 hasta 6. Las ordenadas de estos espectros se denominan Factor Espectral Dinámico (FED), los cuales son empleados en la determinación del coeficiente sísmico  $C$ , en la forma siguiente:

$$C = (a_{ef} \times I \times \text{FED}) / \text{SR} \quad (2.10)$$

donde:  $a_{ef}$  es la aceleración pico efectiva de la localidad y subsuelo del sitio;  $I$  es el factor de importancia o de uso; FED es el recién descrito Factor Espectral Dinámico; SR es el factor de sobre-resistencia igual a 2.0 para pórticos, dual y muros; e igual a 1.2 para estructuras tipo voladizo y otros. El valor de SR será 1.0 para los métodos alternativos de análisis que da el Código.

En el Reglamento Colombiano NSR-10, el espectro de respuesta de aceleraciones queda definido en la forma siguiente:

$$T_c = 0.48 (A_v F_v) / (A_a F_a) \quad (2.11)$$

$$T_o = 0.10 (A_v F_v) / (A_a F_a) \quad (2.12)$$

$$T_L = 2.4 F_v \quad (2.13)$$

Las cuatro ramas del espectro son:

$$S_a = 2.5 A_a F_a I (0.4 + 0.6 T/T_o) \quad 0 \leq T \leq T_o \quad (2.14)$$

$$S_a = 2.5 A_a F_a I \quad T_o \leq T \leq T_c \quad (2.15)$$

$$S_a = (1.2 A_v F_v I) / T \quad T_c \leq T \leq T_L \quad (2.16)$$

$$S_a = (1.2 A_v F_v T_L I) / T^2 \quad T \geq T_L \quad (2.17)$$

El ramal descrito por la ecuación (2.14) solo se emplea en el caso de análisis dinámico para modos con períodos propios inferiores a  $T_o$ .

Además de un espectro de velocidades, en la Norma NSR-10 también se da un espectro de desplazamientos. Este queda definido por las cuatro ramas siguientes con los mismos valores de  $T_o$ ,  $T_c$  y  $T_L$

$$S_d = 0.62 A_a F_a I T^2 (0.4 + 0.6 T/T_o) \quad (m) \quad 0 \leq T \leq T_o \quad (2.18)$$

$$S_d = 0.62 A_a F_a I T^2 \quad (m) \quad T_o \leq T \leq T_c \quad (2.19)$$

$$S_d = 0.3 A_v F_v I T \quad (m) \quad T_c \leq T \leq T_L \quad (2.20)$$

$$S_d = 0.3 A_v F_v I T_L \quad (m) \quad T \geq T_L \quad (2.21)$$

### 2.2.7.3 Coeficientes de Amplificación o Deamplificación $F_a$ , $F_d$ y $F_s$ (Norma Ecuatoriana)

Los valores de  $F_a$  que se dan en la **Tabla 2.5** son similares, aun cuando no coincidentes con los de la Tabla 2.5 de la Norma Ecuatoriana; en esta última Tabla se refieren a las aceleraciones máximas esperadas en roca y no a los valores de las ordenadas espectrales para período corto como es el caso de la **Tabla 2.5**. Para los mayores valores de aceleración, las amplificaciones son mayores en la **Tabla 2.5** de la Norma Ecuatoriana.

Siguiendo con la Norma Ecuatoriana, en la **Tabla 2.6** se dan coeficientes que amplifican las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos,  $F_d$ , de nuevo referidos a las aceleraciones en roca. En la **Tabla 2.7**, los coeficientes  $F_s$  que tomen en consideración el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo. Este tema merece atención por parte de la Comisión de Normas.

### 2.2.7.4 Espectros Elásticos de Diseño

#### 2.2.7.4.1 Espectros Elásticos de Diseño en Aceleraciones

El espectro se define con las fórmulas siguientes:

$$S_a = \eta Z F_a \quad 0 \leq T \leq T_c \quad (2.22)$$

$$S_a = \eta Z F_a (T_c/T)^r \quad T \geq T_c \quad (2.23)$$

donde  $r = 1.0$  para suelos Tipo A, B o C, y  $r = 1.5$  para suelos Tipo D o E. De los estudios de peligrosidad, se analizaron los cocientes  $(S_a/Z)$  con lo cual se obtuvieron valores de  $h$  representativos de las diferentes Provincias según se indica en la **Tabla 2.7**.

**Tabla 2.7** Factor de Amplificación en la Zona de la Meseta del Espectro Elástico de Aceleraciones, para Suelos Tipo Roca (Norma NEC-11, Sección 2.5.5.1)

Provincia	Valores de $A_o$	Valor de $\eta = (S_a/Z)$
De la Costa, excepto Esmeraldas	Los más elevados, hasta 0.5g	1.8
De la Sierra, esmeraldas y Galápagos	Valores intermedios	2.48
Oriente	Los más bajos	2.6

Los valores de  $T_c$  y  $T_L$  se obtienen de las expresiones:

$$T_c = 0.55 F_s (F_d / F_a) \quad (2.24)$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad (2.25)$$

donde  $F_d$  se da en la Tabla 2.6 de esa Norma.

Para suelos Tipo D y E el valor de  $T_L$  está limitado a 4 s. La rama descendente del espectro ( $T \leq T_o$ ) sólo aplica, cuando sea necesario, para modos superiores al primero y es igual a:

$S_a = \eta Z F_a [1 + (\eta - 1) (T/T_o)]$ , donde  $T_o = 0.10 F_s (F_d / F_a) = T_c/5.5$ .

En la Norma Ecuatoriana NEC-11, Sección 2.5.5.1 se establece que si los estudios de sitio conducen a valores de  $F_a$ ,  $F_s$  y  $S_a$  diferentes a los establecidos en la Norma, se podrán emplear esos valores siempre que no sean inferiores a los de la Norma.

#### 2.2.7.4.2 Espectros Elásticos de Diseño en Desplazamientos

Cuando se requiera el empleo de los desplazamientos espectrales a nivel del sismo de diseño, en la Norma Ecuatoriana (NEC-2011), Sección 2.5.5.2, se da el siguiente espectro elástico de diseño  $S_d$  (en metros), para 5% de amortiguamiento:

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 (0.4 + 0.6 T/T_o) \quad 0 \leq T \leq T_o \quad (2.26)$$

$$S_d = 0.38 Z F_a T^2 \quad T_o \leq T \leq T_c \quad (2.27)$$

$$S_d = 0.38 Z F_d T \quad T_c \leq T \leq T_L \quad (2.28)$$

$$S_d = 0.38 Z F_d T_L \quad T \geq T_L \quad (2.29)$$

En los espectros descritos, se considera la respuesta dinámica y los efectos de sitio, por tanto no son espectros de pseudo-desplazamiento. Para suelos Tipo D y E el valor de  $T_L$  está limitado a 4 s.

## 2.2.8 Ordenadas Espectrales para las Cuales se da el Peligro Sísmico

En la **Tabla 2.8** que sigue se comparan los períodos de las ordenadas espectrales para las cuales se da el peligro sísmico.

**Tabla 2.8** Períodos para los cuales se dan las Curvas de Peligro Sísmico

Documento	T = 0 s (PGA)	T = 0.1 s	T = 0.2 s	T = 0.5 s	T = 1.0 s
NEC-11 (Ecuador)	si	si	si	si	<b>si</b>
ASCE/ASI 7:2010	si		si		<b>si</b>
COVENIN 1756:2001 (Venezuela)	si				

## 2.3 Regresiones de Atenuación

### 2.3.1 Aceleraciones Máximas del Terreno

A finales de los años 50 e inicios de los 60, se publicaron múltiples proposiciones de regresiones de atenuación en diferentes países. Se trataba de “leyes” para predecir los movimientos máximos del terreno ( $A_0$ ) -pico o efectivos- en función de la magnitud Richter del evento y la distancia a la fuente. Estas regresiones se encontraban asociadas a una elevada dispersión, caracterizada por desviaciones estándar  $\sigma$  del  $\ln A_0$  del orden de 0.65 o más; o sea entre el valor medio predicho y la banda que resulta sumar o restar una desviación estándar ( $\sigma_{\ln A}$ ), se alcanzaba aproximadamente el doble o la mitad de la media.

En casos excepcionales, como por ejemplo registros en una determinada estación de eventos con rumbos similares a la fuente -estudios de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM)- podía llegarse a la mitad de esas dispersiones. En otras palabras, los efectos de

directividad, aún ignorados hoy en día, mantienen las dispersiones relativamente elevadas como se verá más adelante.

En la Norma Ecuador NEC-11, Sección 2.5.2.5, se establece una aceleración máxima en roca igual a 0.50 g, considerada de saturación. «Con ello se reconoce que los verdaderos resultados de peligro sísmico para un período de retorno de 475 años para la zona VI /máxima peligrosidad/ son en realidad mayores que 0.5g y que han sido saturados a dicho valor para ser utilizados en estructuras de edificación de uso normal, por razones de tipo económico». Esto es congruente con las observaciones que se hacen en el Anexo A de este documento.

### 2.3.2 Debilidades del Modelo ATC-3

Acelerogramas y/o los efectos asociados a sismos de magnitudes en exceso de 6.8 a 7, en estaciones distantes de la fuente de tales sismos, ubicadas en suelos calificados como “blandos”, prendieron las alarmas sobre los efectos de amplificación de tal tipo de condiciones locales del terreno. Entre los ejemplos citados en la literatura: México (1957), San Francisco (1957), Bursa (1970), Bucaresti (1977) y México (1985) (véanse Casos 1, 2 y 3 de la [Tabla 1.1](#)).

Su análisis reveló que el criterio ATC-1978 no era adecuado para caracterizar los movimientos del terreno a distancias considerables de la fuente. Se constató que señales en roca de unas pocas decenas de gal, con bajas frecuencias predominantes, podían ser amplificadas considerablemente en depósitos aluvionales recientes –“suelos muy blandos”- con tendencia a duraciones de un minuto o más. Esto fue dramáticamente constatado en el sismo de ciudad de México en setiembre de 1985.

Estas evidencias fueron corroboradas por resultados de estudios en modelos uni- y bidimensionales, especialmente sensibles a las condiciones de borde del depósito aluvional pues ciertos tipos de ondas quedaban atrapadas en esos depósitos aluvionales. La posibilidad de corregir los espectros normalizados con factores de corrección ( $\phi$ ) dependientes del tipo de suelo, fue intentado en las Normas COVENIN 1756:2001, así como en las Especificaciones PDVSA JA-221:1999, luego COVENIN 3621:2000, con resultados contradictorios.

### 2.3.3 Bases de Datos

El análisis de amplias bases de datos más confiables, exigió tomar en consideración dos hechos importantes: (i) distinción de grupos según sus mecanismos focales (transcurrencia, normales e inversos, o de subducción); (ii) la adecuada caracterización de las condiciones

locales del subsuelo. Este último parámetro se ha ido uniformando con la velocidad media de propagación de las ondas de corte en los últimos 30 metros bajo la superficie del terreno, usualmente indicado como  $V_{s,30}$ .

De este modo y hacia los años 90, con fines de diseño se lograba seleccionar registros que satisficieran ciertas ventanas definidas por su rango de magnitudes, distancias a la fuente y condiciones locales del subsuelo. Una de las ventajas de emplear registros reales, era la de disponer registros con las tres componentes del movimiento del terreno.

Sin embargo, la trascendencia de las citadas bases de datos confiables, fue la de ofrecer la posibilidad de investigar los patrones de atenuación de las ordenadas espectrales. Se podían adelantar así soluciones a las debilidades mencionadas en la Sección 2.3.2.

### 2.3.4 Patrones de Atenuación de Ordenadas Espectrales

Estudios progresivos de diferentes investigadores desde finales de los años 90, condujeron a organizar un proyecto que tuvo una duración de 5 años, limitado a registros de sismos con foco somero en el oeste de USA, generados en regiones de actividad tectónica similar.

Se crearon así 5 grupos de trabajo, con estrecha interacción, con el objetivo de establecer formulaciones dirigidas a predecir movimientos del terreno, generados por sismos de fuente superficial. Sus principales resultados se publicaron en *Earthquake Spectra*, vol. 24, N°1, febrero 2008, aquí citado como (Stewart et al., 2008). En adición a los patrones de atenuación de las ordenadas espectrales, también se discuten en esa publicación temas sobre directividad, ordenadas espectrales asociadas a largos períodos de vibración, desviaciones estándar a considerar y otros.

La base de datos se extiende a 173 sismos con magnitudes hasta de 7.9, 1456 estaciones de registro y 3551 registros de múltiples componentes. Los resultados dados en NGA (2008) han sido empleados en la caracterización de la amenaza sísmica de Normas recientes como, por ejemplo, la de República Dominicana, siguiendo el esquema de la ASCE/ASI 7:2010.

## 2.4 Estudios de Sitio y Cálculo de la Peligrosidad Sísmica

De acuerdo con ASCE/ASI 7:2010, los resultados de los estudios de sitio podrán incluir el cálculo de la peligrosidad sísmica en los términos de las Secciones 2.4.4 a 2.4.10. Sus resultados deben quedar debidamente sustentados en un Informe Final, en el cual quede

constancia de las incertidumbres consideradas en la selección del modelo adoptado y, cuando sea el caso, la conveniencia de evaluar más de un modelo. En tales casos, los resultados podrán ser valores ponderados como es frecuente que ocurra.

En la Norma Ecuatoriana (NEC-11), Sección 2.5.4.9, titulada: Requisitos para los Estudios de Respuesta dinámica para suelos Tipo F y para Estudios de Microzonificación Sísmica se dan detalles sobre este tipo de estudio y los ensayos necesarios.

### **2.4.1 Movimientos en la Base y Número de Registros (ASCE/ASI 7: 2010)**

Se elaborará un espectro para el sismo máximo considerado ( $MCE_R$ ) a nivel de roca, suponiendo suelo Tipo B, con los valores  $S_s$  y  $S_1$  del sitio de interés, salvo que se haga un estudio de peligrosidad sísmica en el sitio. Como mínimo se seleccionarán 5 historias de aceleración con magnitudes y distancias a las fuentes, consistentes con las que controlan el ( $MCE_R$ ). No se aclara en el texto que se entiende por “consistente”; puede entenderse como que lo recomendado es que sea compatible.

Cada uno de los registros será escalado de modo tal que su espectro de respuesta, en promedio, se aproxime al espectro de respuesta  $MCE_R$  a lo largo del rango de períodos significativos de la respuesta de la edificación.

La Norma Ecuatoriana (NEC-11), Sección 2.5.4.9.1(2), establece el uso de 7 registros de aceleraciones, escalados de tal forma que la mediana de los registros se debe aproximar, en el rango de períodos de interés de la estructura a analizar, al espectro elástico en campo libre en roca tipo B o A. En esta última Norma se llama la atención sobre el hecho de que el registro a ser empleado a nivel de roca, debajo de un depósito de suelo de cierto espesor, realmente fue registrado en superficie. La pertinencia de esa observación no queda resuelta en la realidad, pues debe ser muy infrecuente disponer de un registro a 30 m de profundidad en roca, para emplearlo como señal de entrada en el estudio de la respuesta dinámica de un depósito aluvional.

### **2.4.2 Modelado de las Condiciones de Sitio (ASCE/ASI 7: 2010)**

El modelado de las condiciones de sitio se basará en velocidades de ondas de corte ( $V_s$ ) obtenidas con deformaciones unitarias a corte pequeñas, relaciones esfuerzo-deformación unitaria a corte ( $\tau$ - $\gamma$ ) no lineales o lineales equivalentes y pesos unitarios del material en cada

estrato. Los valores de ( $V_s$ ) serán sustentados por mediciones en el sitio o en lugares vecinos. Las relaciones ( $\tau$ - $\gamma$ ) se podrán sustentar con relaciones publicadas para suelos similares o por ensayos de laboratorio. Se deberán estimar las incertidumbres en las propiedades de los suelos.

Cuando se trate de depósitos muy profundos donde no se conozca o sea impráctica la determinación del estrato rocoso, se permitirá que el modelo termine donde la rigidez del suelo sea por lo menos igual a valores adecuados para definir suelos Tipo D (suelos rígidos; 180 m/s a 365 m/s; valor medio del SPT 15 a 50 golpes/pie;  $S_u$  promedio entre 70 a 140 kgf/cm<sup>2</sup>). En estos casos el espectro de respuesta  $MCE_R$  será ajustado mayorando el del suelo Tipo B por los coeficientes  $F_a$  y  $F_v$  los cuales, respectivamente, son función de  $S_s$  y  $S_1$  dados en los mapas de zonación para suelos Tipo B y los períodos de retorno que correspondan.

En la Norma Ecuatoriana NEC-11, Sección 2.5.4.9.1 (1) el modelado de la columna unidimensional se extiende desde la superficie hasta el basamento rocoso, o hasta el primer contraste de impedancia menor a 0.5. Para grandes proyectos, se deben considerar modelos bidimensionales y tridimensionales «...cuando las velocidades de onda cortante bidimensional o tridimensional son significativas en el estudio (ejemplo, en cuencas topográficas para el caso de diseño de presas, puentes u otra estructura de importancia)». En un modelo bidimensional o tridimensional son también necesarios, entre otros parámetros, la velocidad de onda de compresión o el módulo de Poisson.

#### 2.4.2.1 Interacción Suelo Estructura

En el Reglamento de la República Dominicana, Artículo 109, cuando las condiciones del suelo y el proyecto lo requieran, se permite tomar en cuenta la interacción entre el suelo, el sistema de fundaciones y la estructura del edificio. No se señalan límites inferiores a la reducción de respuesta como si los tiene el ATC.

### 2.4.3 Análisis de la Respuesta en el Sitio y Resultados Obtenidos (ASCE/ASI 7: 2010)

Como datos de entrada en ASCE/ASI se establece que se emplearán historias de aceleraciones en la base del depósito. Por medio de algoritmos de cálculo adecuados que traten las propiedades no lineales del suelo como tales, o de un modo lineal equivalente, se determinará la respuesta del depósito de suelos en su tope en términos de la historia de aceleraciones en el tiempo.

Se calcularán los espectros de respuesta de esos movimientos con amortiguamiento del 5%. Este espectro  $MCE_R$  en superficie ( $MCE_{R,M}$ ), no deberá ser inferior al espectro de respuesta  $MCE_R$  empleado en la base del depósito, debidamente multiplicado por el valor promedio de

la relación (espectro en superficie obtenido)/(espectro en la base seleccionado calculándolo período a período). O sea, el  $MCE_R$  son los efectos sísmicos más severos considerados en ASCE/ASI determinados en la orientación que resulte de la máxima respuesta a los máximos movimientos del terreno. (Véase Sección 2.4.4).

Los movimientos que, como resultado del análisis, se recomienden a nivel de superficie, deben reflejar consideraciones sobre la sensibilidad de la respuesta a incertidumbres en: (a) las propiedades del terreno; (b) las profundidades del relleno y; (c) los acelerogramas de entrada.

En la Sección 2.5.4.9.1(3) de la Norma Ecuatoriana (NEC-11), se señala que si la respuesta es altamente no-lineal (por ejemplo, con altos niveles de aceleración y suelos suaves arcillosos), los métodos no lineales son los más recomendables. Sin embargo, al realizar análisis no lineales en términos de esfuerzos efectivos o totales, se deberán comparar los resultados con otro análisis lineal equivalente hecho paralelamente, evaluar sus respuestas y adoptar las más desfavorables.

#### **2.4.3.1 Relación entre el Espectro de Entrada en la Base y el de Salida en el Tope**

Según la Norma Ecuatoriana NEC-11, Sección 2.5.4.9.1(3), existen relaciones entre los espectros de salida en el tope y de entrada en la base, «...que deben ser calculadas. Para ello se deben analizar los espectros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos para 5% de amortiguamiento, la variación con la profundidad de las deformaciones unitarias máximas y esfuerzo cortante máximo.» Hechas las comparaciones allí indicadas con la mediana de los 7 registros empleados, la zona de la meseta del espectro obtenido en el tope de los suelos Tipo F, no podrán ser menores a los establecidos para la meseta del espectro de suelo Tipo E.

#### **2.4.4 Máximo Sismo Considerado (Maximum risk-targeted earthquake). Cálculo de la Amenaza de los Movimientos el Terreno (Sección 21.2 de ASCE/ASI)**

Los criterios que se dan a continuación aplican cuando se requiera un estudio de sitio dirigido al cálculo de la peligrosidad sísmica (según se exige en la Sección 11.4.7). Esto puede ser necesario en el caso de suelos Tipo F, en las cercanías de fallas activas, o en casos donde así lo requiera el propietario de la obra. Para estructuras en las cuales se haya previsto el aislamiento sísmico o sistemas de amortiguamiento, ubicadas en localidades donde  $S_1$  sea  $\geq 0.6$ , los estudios aquí citados son obligatorios.

El análisis de peligrosidad sísmica tomará en consideración el escenario sismotectónico de

la región, la geología y sismicidad, incluida en lo posible eventos conocidos del período pre-instrumental, tasas medias de recurrencia y máximas magnitudes asignadas a las fallas activas conocidas o a zonas sismogénicas, las regresiones de atenuación y sus incertidumbres, efectos de campo cercano, así como las condiciones locales del subsuelo. En este último caso y cuando proceda se llevará a cabo un Estudio de Sitio en la forma que se describió en las Secciones 2.4.1 a 2.4.3 y en el Capítulo 4.

### 2.4.5 Mapas de Fallas Activas

En el Reglamento de la República Dominicana, Mapa N° 11, se da un mapa con la ubicación de 14 fallas activas, incluidas algunas costa fuera, contenidas en el cuadrángulo 17° - 20.5° N, 67° - 74.5° W, escala aproximada en el orden  $1:5 \times 10^6$ , titulado, Mapa del Campo Cercano. Con las limitaciones propias de la escala del mapa, se recomienda enriquecer las Normas COVENIN, así como las de otros países que aún no ofrezcan este tipo de información, con mapas que describan las fuentes sismogénicas más importantes.

### 2.4.6 Movimiento del Terreno $MCE_R$

Sobre el tema de las aceleraciones máximas del terreno se ha elaborado el Anexo A de este documento. El origen de ese Anexo fueron diferencias encontradas entre la aceleración máxima del terreno que se infiere de los espectros de Amenaza Uniforme y los movimientos máximos establecidos en los correspondientes mapas de  $A_{o,máx}$  (Normas ASCE/ASI 7:2010; Reglamento Dominicano 211; etc).

#### 2.4.6.1 Probabilista, Código ASCE/ASI 7, Sección N° 21.2.1

El espectro de respuesta probabilista se seleccionará como el espectro de respuesta de aceleraciones en la dirección de la máxima respuesta horizontal que, representado por un espectro de aceleraciones con 5% de amortiguamiento que se espere, dé lugar a 1% de probabilidad de colapso en un período de 50 años.

A los fines de esta Norma ASCE, las ordenadas del espectro de respuesta probabilista del movimiento del terreno, se podrán determinar por medio del Método 1 o el Método 2 (Secciones 21.2.1.1 y 21.2.1.2). En la Sección 11.4.6 se establece que el máximo “risk-targeted” espectro de respuesta considerado, se determinará multiplicando el espectro de la Figura 11.4-1 por 1.5 (se rescatan así los valores  $S_{MS}$  y  $S_{MI}$ , véanse las fórmulas (15) y (16)).

El Método 1: Las ordenadas del espectro de respuesta probabilista del movimiento del terreno, para cada período de respuesta espectral para el cual se calcule la aceleración, se determinará como el producto del coeficiente de riesgo,  $C_R$ , por la aceleración espectral para 5% de amortiguamiento, que tenga un 2% de probabilidades de excedencia en 50 años. El valor del coeficiente de riesgo  $C_R$ , se determinará empleando los valores de  $C_{RS}$  y  $C_{RI}$  que se dan en las Figuras 22-17 y 22-18 respectivamente. Para períodos  $\leq 0.2$  s,  $C_R = C_{RS}$ . Para períodos  $\geq 1.0$  seg,  $C_R = C_{RI}$ . Entre 0.2 s y 1.0 s se podrá interpolar linealmente entre  $C_{RS}$  y  $C_{RI}$ .

Debe señalarse aquí que en la Figura 22-7,  $C_{RS}$  varía entre 1.2 (cercañas de la falla de San Andreas) y 0.8 en zonas de bajo peligro sísmico. En la Figura 22-18, el valor de  $C_{RI}$  varía entre 1.17 (cercañas de la falla de San Andreas) y 0.8 en zonas de bajo peligro sísmico. O sea, las correcciones son seguramente comparables a las incertidumbres de otras variables.

El Método 2: Las ordenadas del espectro de respuesta probabilista del movimiento del terreno para cada período de respuesta espectral para el cual se calcule la aceleración, se determinará por integración iterativa de una curva de amenaza sísmica del sitio con una función de densidad de probabilidades log-normal que sea representativa de la fragilidad a la ruina (o sea: la probabilidad condicional de ruina como función del espectro de respuesta de aceleraciones). La ordenada del espectro de respuesta probabilista del movimiento del terreno, para cada período debe alcanzar una probabilidad de 1% de colapso en un período de 50 años para una fragilidad al colapso que tenga: (i) un 10% de probabilidad de colapso en la ordenada indicada del espectro de respuesta probabilista del movimiento del terreno, y; (ii) una desviación estándar del logaritmo neperiano de A igual a 0.6.

Este procedimiento no queda totalmente aclarado en el texto de ASCE. Se ha empleado un procedimiento simplificado para calcular la probabilidad de alcanzar el estado indeseable R, considerando: (i) la amenaza:  $P[Sa_i \leq a, 50 \text{ años}]$ ; (ii) la vulnerabilidad, eventualmente una curva de fragilidad:  $P[R / Sa_i]$ ; (iii) calculando el riesgo con arreglo al producto  $P[R, 50 \text{ años}] = \sum P[Sa_i] \cdot P[R / Sa_i, 50 \text{ años}]$  donde los valores de  $Sa_i$  varían desde 0 hasta los valores en exceso de los máximos esperados.

Del texto se infiere que si la probabilidad resulta ser mayor de 1% en 50 años, habría que diseñar para ordenadas mayores y reducir la vulnerabilidad.

#### 2.4.6.2 Determinista, Código ASCE/ASI 7:2010

El espectro de respuesta de aceleraciones determinista en cada período deberá calcularse como la media más una desviación estándar, para 5% de amortiguamiento en la dirección de la máxima respuesta horizontal calculada para ese período. Las ordenadas de ese

espectro de respuesta determinista no serán inferiores a las correspondientes ordenadas del espectro de respuesta determinado según la Figura 21.2-1, donde  $F_a$  y  $F_v$  son los factores dados en las Tablas 11.4-1 y 11.4-2, con el valor  $S_g = 1.5$  y  $S_1 = 0.6$ .

### 2.4.7 $MCE_R$ del Sitio, Código ASCE/ASI 7:2010

El  $MCE_R$  específico del Sitio para cualquier período del espectro,  $S_{aM}$ , se tomará como la menor de las aceleraciones espectrales de los movimientos del terreno probabilísticos de la Sección 21.2.1 y de los movimientos del terreno determinista de la Sección 21.2.2.

### 2.4.8 Espectro de Respuesta de Diseño, Código ASCE/ASI 7:2010

Para cualquier período, el espectro de respuesta de diseño se determinará como:

$$S_a = S_{aM} \times 2/3 \quad (2.30)$$

Donde:  $S_{aM}$  es el espectro de respuesta de aceleraciones obtenido de las Secciones 21.1 ó 21.2 del Código ASCE. Para sitios clasificados como Clase F que requieren un estudio de Sitio de acuerdo con la Sección 11.4.7, el espectro de diseño no será inferior al 80% de los valores  $S_a$  determinados para la Clase E de acuerdo con la Sección 11.4.5.

### 2.4.9 Parámetros de Diseño

Cuando se aplique la Sección 21.3, el parámetro  $S_{DS}$  ( $S_{MS}^{2/3}$ ) se tomará de la aceleración espectral  $S_a$ , del espectro del estudio de sitio a un período igual a 0.2 s, aun cuando no será inferior al 90% del “peak spectral acceleration”  $S_a$ , en cualquier período mayor de 0.2s.

El parámetro  $S_{D1}$  se tomará como el mayor de la aceleración espectral,  $S_a$ , para el período de 1 s o dos veces la aceleración espectral,  $S_a$ , para un período de 2 s. Los parámetros  $S_{MS}$  y  $S_{M1}$  se tomarán como 1.5 veces  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$  respectivamente. Los valores así obtenidos de serán inferiores al 80% de los valores determinados de acuerdo con la Sección 11.4.3 para  $S_{MS}$  y  $S_{M1}$ , Sección 11.4.4 para  $S_{DS}$  y  $S_{D1}$ .

## 2.4.10 Máxima Media Geométrica de la Aceleración Pico del Terreno (MCEG)

### 2.4.10.1 Aceleración Pico del Terreno (MCEG) Probabilista

La media geométrica probabilista de la aceleración pico del terreno se tomará como la media geométrica de la aceleración pico del terreno con un 2% de probabilidad de excedencia para una vida útil de 50 años.

### 2.4.10.2 Aceleración Pico del Terreno (MCEG) Determinista

La media geométrica determinista de la aceleración pico del terreno se calculará como el mayor 84% percentil de la aceleración pico promedio para sismos característicos en todas las fallas activas conocidas en la región donde se encuentra ubicado el sitio de interés.

La media geométrica determinista de la aceleración pico del terreno no se tomará inferior a  $0.5 F_{PGA}$ , donde  $F_{PGA}$  se determina empleando la Tabla 11.8-1 con el valor PGA igual a 0.5 g.

### 2.4.10.3 Familias de Acelerogramas

Cuando se hagan análisis en el tiempo las familias de acelerogramas deben cumplir ciertas condiciones. Estas están detalladamente establecidas en la Sección A.2.7.1 del Reglamento Colombiano NSR-10. Se exige un mínimo de 3 historias en el tiempo, diferentes. Estos registros pueden ser escalados.

## 2.4.11 Estudios de Microzonificación

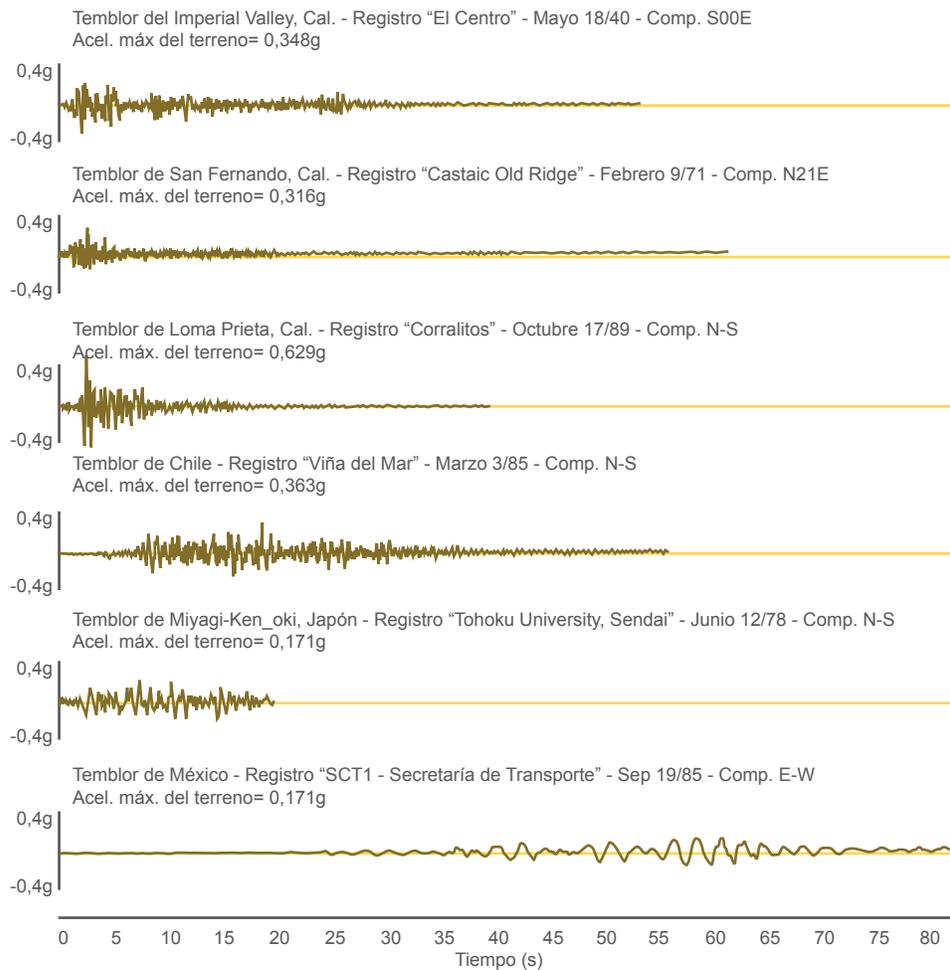
En la Sección 2.5.4.1 Necesidad de Estudios de Microzonificación Sísmica (Norma NEC-11 de Ecuador) se establece como responsabilidades de las municipalidades llevar a cabo estudios de microzonación “sísmica y geotécnica” para: «...fines no solo de diseño sísmico, sino también regulación urbana y no urbana, planificación territorial y de infraestructura». Los estudios deben tomar en consideración los lineamientos establecidos en el numeral 2.5.4.9.1 y 2.5.4.9.2 de la citada Norma.

### 2.4.11.1 Efectos Topográficos

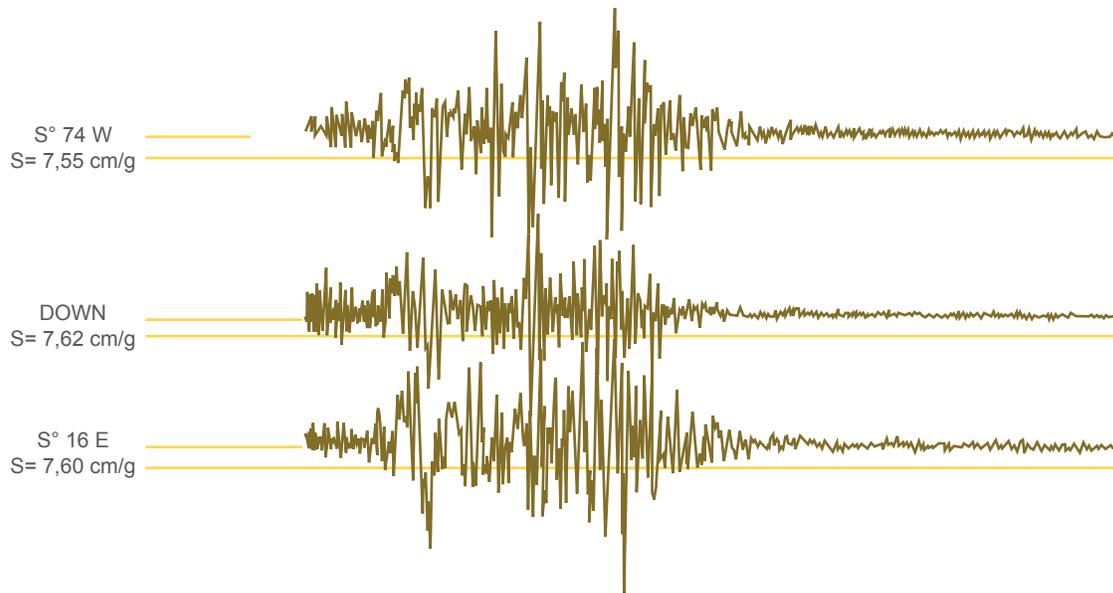
En la citada Sección 2.5.4.1 (Norma NEC-11 de Ecuador) que trata sobre los estudios de microzonificación sísmica con fines de diseño sísmico o de regulación urbana, se mencionan allí,

además de los efectos locales debidos a las características particulares del subsuelo, inestabilidad de taludes, etc., los estudios sobre posibles efectos topográficos. Como resultado de estos estudios se dispondrán de mapas de zonificación locales «...que prevalecerán sobre los espectros generales de la presente norma», pero siempre considerando los de la Norma NEC como mínimos.

Sobre los posibles efectos topográficos, el Reglamento colombiano NSR-10, en su acápite H.7.1.3, se refiere a los efectos topográficos. En su sub-sección (d) se refiere a “posibles efectos de triple resonancia”. Se señala que estos efectos pueden ser relevantes cuando las pendientes exceden el 10%. En el Capítulo 5.33 de la Norma Francesa (AFPS 90) se trata con cierto nivel de detalle el tema de la amplificación topográfica debido a fuertes cambios de pendiente en el terreno.



**Figura 2.2** Registros acelerográficos obtenidos en diversas localidades, generados por sismos de distintas magnitudes, dibujados a la misma escala (Fuente: García Reyes, 1998)



**Figura 2.3** Las tres componentes del registro obtenido en uno de los estribos del embalse de Pacoima como consecuencia del sismo de San Fernando, Febrero 1971. Por vez primera se registraron aceleraciones en exceso de 1 g (Fuente: R. P. Maley, W. K. Cloud. Geol. Surv. Prof. paper 733, 1971, reproducido sin escala)

## 2.4.12 Dirección de Aplicación de Fuerzas Sísmicas

Concurrencia simultánea de 100% en una dirección y 30% en la dirección ortogonal. Se evaluará la combinación que requiera la mayor resistencia del elemento. Se acepta la alternativa de calcular los efectos, separadamente, para 100% en cada dirección, y luego combinar los efectos por medio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Estas son alternativas que deben ser evaluadas por las Comisiones de Normas para adoptar las más convenientes según el caso.

### 2.4.12.1 Componente Vertical del Sismo de Diseño

Salvo que se trate de localidades cercanas a una falla activa (campo cercano), la componente vertical del sismo se tomará como 2/3 de la máxima componente horizontal en el sitio. Para voladizos de masa  $Wv/g$ , las máximas fuerzas a considerar son iguales al producto de la masa por (2/3) de la máxima aceleración espectral; o sea, es como si fuese un espectro plano, independiente del período de vibración del volado.

El caso de cubiertas o grandes voladizos, el problema requiere un análisis dinámico para lo cual se empleará un espectro consistente con la peligrosidad sísmica y subsuelo del sitio.

## 2.5 Categoría de Diseño Sísmico (CDS)

### 2.5.1 Norma Covenin 1756:2001

En la Norma COVENIN 1756 de 1982, se introdujeron los “Niveles de Diseño”, entendiéndose como tales los requerimientos de detallado de miembros y uniones para asegurar una capacidad de absorción y disipación de energía congruente con la intensidad de la acción sísmica. En la versión 2001 de ese documento normativo, se extendió a las estructuras de acero y mixtas, con ciertas limitaciones de altura o número de niveles, diferenciando los tres niveles de peligrosidad que se dan en la **Tabla 2.9** que sigue.

**Tabla 2.9** Niveles de Diseño Exigidos en la Norma COVENIN 1756:2001

Clasificación (Grupo)	Zonación Sísmica		
	0.10g a 0.15g	0.20g a 0.25 g	0.30g a 0.40g
A; B1	ND2; ND3	ND3	
B2	ND1 <sup>(1)</sup> a ND3	ND2 <sup>(1)</sup> ; ND3	ND2 <sup>(2)</sup> ; ND3

<sup>(1)</sup> Hasta 10 pisos o 30 m de altura; <sup>(2)</sup> Hasta 2 pisos u 8 m de altura.

Por tanto, dada una edificación en una cierta localidad, el factor de uso que corresponda y unas ciertas condiciones del subsuelo, queda definido el espectro de respuesta con fines de diseño o de verificación. Algo similar se prescribe en la ASCE/SEI 7:2010, aun cuando con un mayor nivel de desagregación. Esto se trata en la sección que sigue.

### 2.5.2 Código ASCE/SEI 7:2010

El equivalente a los Niveles de Diseño vistos en la Sección 2.5.1, en el Código ASCE/SEI 7:2010 es la denominada Categoría de Diseño Sísmico (“Seismic Design Category”) de aquí en adelante designada como (CDS). En la ASCE/SEI 7:2010 se distinguen seis categorías de diseño sísmico (CDS), identificadas por las letras que van de la A hasta la F. La asignación de (CDS) se da en las **Tablas 2.10** y **2.11** que siguen.

**Tabla 2.10** Categoría de Diseño Sísmico (CDS) Basado en  $S_{DS}$

Valores de $S_{DS}$	Categoría de Riesgo Sísmico	
	I; II; III	IV
$< 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} < 0.33$	B	C
$0.133 \leq S_{DS} < 0.50$	C	D
$0.50 \leq S_{DS}$	D	D

**Tabla 2.11** Categoría de Diseño Sísmico (CDS) Basado en  $S_{D1}$

Valores de $S_{D1}$	Categoría de Riesgo Sísmico	
	I; II; III	IV
$< 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{D1} < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{D1} < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_{D1}$	D	D

A toda estructura se le asignará una categoría de Diseño Sísmico. Si para la estructura a ser diseñada no hubiese coincidencia entre las dos tablas, se asignará la (CDS) más severa obtenida entre las dos tablas, independientemente del período fundamental.

Estructuras ubicadas en Zonas donde  $S_1$  sea igual o mayor que 0.75, con Categoría de Riesgo I, II ó III, deben calificarse como (CDS) E. Si, en esas mismas Zonas, se tratase de estructuras con Categoría de Riesgo IV, estas deben calificarse como (CDS) F, que es la categoría de diseño más exigente de todas.

En el otro extremo, se encuentran las estructuras ubicadas en Zonas con valores de muy bajo peligro sísmico ( $S_1 \leq 0.004$  y  $S_s \leq 0.15$ ). En esos casos, las estructuras pueden ser calificadas como (CDS) A, con muy básicos requerimientos de construcción.

Se obvian aquí alternativas y particularidades de diseño que no procede revisar en esta comparación general. Sí es importante señalar que, estructuras con una (CDS) desde la C hasta la F, requieren una investigación geotécnica que incluya la evaluación de las siguientes

amenazas geológicas y sísmicas potenciales: (a) inestabilidad de taludes; (b) licuefacción; (c) asentamientos, sean totales o diferenciales; (d) desplazamientos permanentes del terreno debidos a fallas activas o desparramamiento lateral inducido por sismos. Para el caso particular de las (CDS) D, E y F, el informe geotécnico debe incluir además: (i) presiones laterales en sótanos o muros de retención debidas a los movimientos del terreno; (ii) otros aspectos relacionados al potencial de licuefacción, asentamientos y desplazamientos permanentes del terreno.

### 2.5.3 Casos Particulares

- a) Áreas del mapa con Valores  $S_1 \geq 0.75$ : las estructuras con Categoría de Riesgo I, II ó III se les asignará Categoría de Diseño E. Cuando se trata de estructuras calificadas con Categoría de Riesgo IV, la Categoría de Diseño Sísmico será F.
- b) Áreas del mapa con Valores  $S_1 < 0.75$ : en estos casos la Categoría de Diseño Sísmico se podrá determinar con la Tabla 14 siempre que se cumpla lo siguiente: (i) en cada una de las dos direcciones ortogonales, el período fundamental de vibración aproximado de la estructura  $T_a$  determinado según la Sección 12.8.2.1 es inferior a  $0.8 T^*$ , donde  $T^*$  se determinará según la Sección 11.4.5; (ii) en cada una de las dos direcciones, el período fundamental de la estructura empleado para calcular las derivas de piso es inferior a  $T^*$ ; (iii) el coeficiente sísmico  $C_s$  se calcule con la fórmula  $C_s = S_{DS} \times I_e/R$ ; (iv) los diafragmas son rígidos según la Sección 12.3;
- c) Cuando se emplee el procedimiento de diseño simplificado de la Sección 12.14, la Categoría de Diseño Sísmico (CDS) se podrá determinar con base en la Tabla CDS<sub>1</sub> sola (Tabla 2.10), empleando el valor  $S_{DS}$  determinado en la Sección 12.4.8.1.

### 2.5.4 Implicaciones de la CDS en el Diseño

#### 2.5.4.1 Requerimientos Básicos

Los requerimientos básicos que se dan a continuación, son de aplicación general cualquiera sea la Categoría de Diseño Sísmico (CDS) de la estructura a ser diseñada:

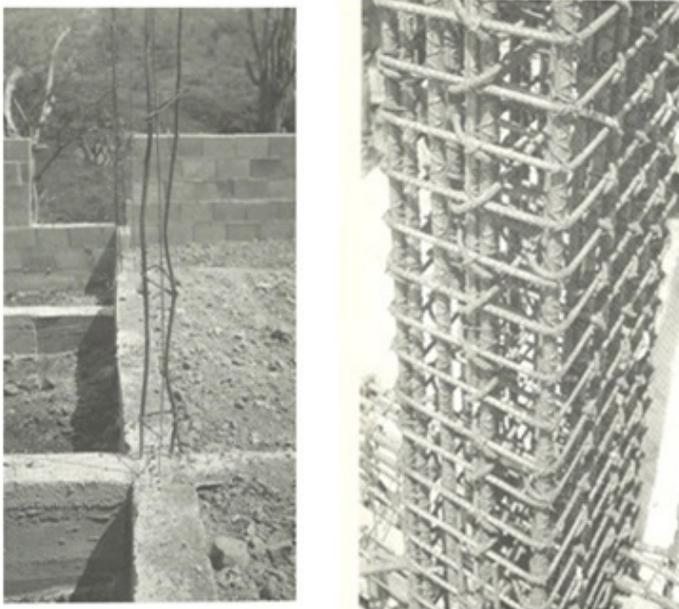
1. La estructura debe poseer un sistema completo para resistir fuerzas verticales y laterales.
2. Este sistema debe poseer una resistencia y rigidez adecuada, así como una capacidad de disipación de energía para resistir los movimientos de diseño dentro de los límites de deformación y resistencia establecidos.

3. Se supondrá que los movimientos del terreno pueden ocurrir en cualquier dirección horizontal.
4. Se verificará que el sistema estructural seleccionado, debidamente modelado, está en capacidad de soportar las acciones sísmicas en el sitio donde se encuentre ubicada. Para esto se emplearán procedimientos adecuados (para revisar este aspecto, véase la Sección 12.6 de la ASCE/ASI 7:2010).
5. Los miembros individuales, incluyendo aquellos que no forman parte del sistema resistente a sismos, deberán poseer resistencia adecuada para resistir los cortes, fuerzas axiales y momentos, así como las conexiones deben estar en capacidad de desarrollar las resistencias de los miembros que conecta.
6. Las deformaciones de la estructura no excederán los límites prescritos
7. En las Secciones 12.1.3 y 12.1.4 (ASCE) se trata el tema de las conexiones a la estructura de miembros que no forman parte de esta.
8. En el diseño de fundaciones debe tenerse presente la naturaleza dinámica de las solicitaciones, el movimiento esperado del terreno, la resistencia y capacidad de disipación de energía de la estructura, así como las propiedades del terreno.
9. El diseño y detallado de la estructura y miembros de su fundación se establece en el Capítulo 14 de la Norma ASCE/SEI 7:2010.
10. Deberá verificarse que las fuerzas inducidas en la estructura pueden transmitirse sin discontinuidades, desde donde se originen hasta su transferencia final al terreno. La omisión de esta verificación de irregularidades en la transmisión de fuerzas cortantes ha sido origen de desempeños catastróficos.
11. La identificación de irregularidades y sus penalizaciones en el diseño, es un tema bien tratado en la Norma COVENIN 1756:2001.
12. Los efectos debidos a la presencia o ausencia de la tabiquería y muros divisorios, tema no resuelto en la Norma COVENIN 1756, es un tema que aún no ha sido investigado en la Norma de la ASCE/ASI 7:2010.

#### **2.5.4.2 Selección del Sistema Estructural**

Como principio general, la estructura debe poseer un sistema completo para resistir fuerzas verticales y laterales, ajustado a uno de los sistemas tipificados. En la Norma COVENIN 1756:2001 se establecen los cuatro sistemas que se dan en la **Tabla 2.12**. En esa tabla también se presenta una síntesis de los sistemas contemplados en ASCE/ASI 7:2010.

La Categoría de Diseño Sísmico (CDS) es esencialmente para establecer limitaciones de empleo de los diferentes sistemas estructurales previstos. La Tabla 2.12 es una síntesis comparativa de sistemas estructurales entre COVENIN 1756 vigente y ASCE/ASI 7:2010. En esa comparación no se mencionan los Niveles de Diseño establecidos en la Norma COVENIN 1756 vigente, los cuales, en general, son más exigentes en la medida que las acciones sísmicas son más intensas. Tampoco se dan las Categorías de Diseño Sísmico de la multiplicidad de tipos identificados en la Norma ASCE/ASI 7:2010.



**Figura 2.4** Comparación de dos Niveles de Detallado de columnas de concreto reforzado (Fotografía: José Grases)

Obsérvese que el número de sistemas estructurales tipificados en ASCE/ASI 7:2010 y COVENIN 1756 es comparable. No obstante la discriminación en lo que aquí hemos denominado “Tipos” es mayor que 80 en la ASCE/ASI 7:2010. En función de la Categoría de Diseño Sísmico (CDS), algunos Tipos están limitados en altura, otros no están permitidos a partir de cierta peligrosidad sísmica, así como hay otros que no tienen límite de altura. A todos ellos se les asignan los valores de  $R$  (factor de reducción);  $\Omega_o$  (factor de sobre-resistencia);  $C_d$  (factor de amplificación de desplazamientos), como se indica en la Nota 1 de la **Tabla 2.12**.

#### 2.5.4.2.1 Sistemas Estructurales en el Reglamento Dominicano

Además de los sistemas sismorresistentes usuales a base de pórticos, en el Artículo 23 de ese Reglamento, B) Sistema 2. Muros, tipifica 7 sistemas diferentes de muros: dos de concreto

armado, dos prefabricados de concreto armado y tres de mampostería reforzada. Estos últimos también forman parte de los sistemas Duales con pórticos especiales o pórticos intermedios.

**Tabla 2.12** Comparación de Sistemas Resistentes a Sismos

ASCE/ASI 7:2010		COVENIN 1756:2001
Sistemas Resistentes a Sismos Tipificados <sup>(1)</sup>	Número de Tipos <sup>(2)</sup>	Tipificación de Sistemas Resistentes a Sismos <sup>(3)</sup>
Sistemas de Muros Portantes	18	Tipo III
Sistemas Aporticados	26	
Pórticos Resistentes a Momentos	12	Tipo I
Sistemas Duales, con Pórticos Resistentes a Momentos, Especiales	13	Tipo II
Sistemas Duales, con Pórticos Resistentes a Momentos, Intermedios	8	
Mono-columna; losas sin vigas	6	Tipo IV

<sup>(1)</sup> Se dan los valores de R (factor de reducción, entre 3 y 8, excepcional < 3);  $\Omega_o$  (factor de sobre-resistencia, típicamente entre 2 y 3, excepcionalmente 1);  $C_d$  (factor de amplificación de desplazamientos). <sup>(2)</sup> Cada uno de los Tipos ofrece opciones de Categoría de Diseño Sísmico (CDS) que van desde la B hasta la F. <sup>(3)</sup> Los Niveles de Diseño cubren una parte, bastante limitada, de la tipificación de ASCE/ASI 7:2010

### 2.5.4.3 Materiales Estructurales

Tanto en la Norma COVENIN como en la ASCE/ASI 7:2010 se distinguen Sistemas Estructurales constituidos por miembros portantes de: concreto armado, acero estructural y los mixtos. Aun cuando este Tema escapa al alcance de este Informe, procede destacar que en ASCE/ASI 7:2010 hay una importante contribución sobre las características de respuesta a sismos para Tipos Estructurales que no tenemos en la Norma COVENIN. En la **Tabla 2.13** se señalan las diferencias cuantitativas de tipologías. Este tema merece atención, especialmente en lo referente a las estructuras con miembros de acero estructural cuyas Normas de Diseño (AISC) han sido actualizadas recientemente.

### 2.5.4.4 Sobrerresistencia

Es definida como la razón entre capacidad real sismorresistente y la capacidad nominal sismorresistente de una edificación. Es función del tipo de sistema estructural y del método

de análisis. El Artículo 3.3 del código de Costa Rica advierte: «Como resultado del diseño estructural que considera factores como redundancia, sobrestimación de cargas y proceso constructivo, y de las dimensiones y propiedades mecánicas reales de los elementos, componentes y uniones estructurales, todo sistema estructural posee una capacidad real sismorresistente que es mayor que la capacidad nominal sismorresistente, siendo la sobrerresistencia, SR, la razón entre ambas capacidades».

**Tabla 2.13** Tipologías Reconocidas en los Sistemas Resistentes a Sismos

ASCE/ASI 7:2010			COVENIN 1756:2001		
Tipificación de Sistemas Resistentes a Sismos	Número de Tipos		Tipificación de Sistemas Resistentes a Sismos	Número de Tipos	
	Miembros de Concreto Armado <sup>(1)</sup>	Miembros de Acero (Mixtos)		Miembros de Concreto Armado	Miembros de Acero (Mixtos)
Sistemas de Muros Portantes	18 (11)	--	Tipo III	2	2 (2)
Sistemas Aportricados	15 (9)	11 (6)	-	-	-
Pórticos Resistentes a Momentos	3	9 (4)	Tipo I	1	1 (1)
Sistemas Duales, con Pórticos Resistentes a Momentos, Especiales	2 (2)	9 (5)	Tipo II	1	1 (1)
Sistemas Duales, con Pórticos Resistentes a Momentos, Intermedios	2 (2)	4 (3)		1	1 (1)
Mono-columna. Losas sin vigas	3 (1)	2		1	1 (1)

<sup>(1)</sup> Entre paréntesis sistemas a base de mampostería reforzada laminas de madera u otros.

En la Sección 5.1 del código de Costa Rica se establece que cuando se utilicen los métodos de análisis estático o dinámico, la sobre-resistencia se tomará igual a 2.0 para estructuras tipo marco (pórticos), dual y muro, e igual a 1.2 para estructuras tipo voladizo y otros. Para métodos alternos de análisis el valor de la sobre-resistencia será igual a 1.0.

## 2.6 Comparación de las Estrategias de Diseño

En la **Tabla 2.14** se adelanta una comparación entre parámetros que definen la peligrosidad y la estrategia en la selección de acciones sísmicas, buena parte de las cuales son discutidas en este documento.

**Tabla 2.14** Comparación Entre las Estrategias de Diseño

Parámetro	COVENIN 1756:2001	ASCE/ASI 7:2010
Mapas de Zonación	Se da en un mapa de zonación con siete zonas desde $A_0 = 0.10g$ hasta $A_0 = 0.40g$ . Estos se encuentran nominalmente asociados a períodos medios de retorno de 475 años. Estas aceleraciones máximas en roca, son afectadas por un valor $\phi \leq 1.0$ función del tipo de suelo. Por tanto la aceleración máxima de diseño es igual a $\phi \times A_0$	Se dan dos mapas de zonación: ordenadas espectrales de período corto (0.2 s) designada $S_s$ y ordenadas espectrales de 1 segundo de período ( $S_1$ ), para períodos medios de retorno de 2500 años. Para reconciliar a 475 años, multiplicar por 2/3.
$A_0$ = Aceleración máxima del terreno		$A_0 = S_{DS} / 2.5$ Por la forma en la cual se calcula el valor de $A_0$ se reconoce que en el cálculo de las solicitaciones, $A_0$ no tiene el mismo peso que las ordenadas espectrales para $T > 0$ s
Factor de importancia o de uso	Se emplea un factor $\alpha > 1.0$ . El máximo es 1.3, que equivale a períodos medios de retorno de 1300 años	Se emplea un factor $\alpha > 1.0$ . El máximo es 1.5, que equivale a períodos medios de retorno de 2500 años
Máxima amplificación espectral ( $\beta$ en la Norma COVENIN vigente)	Se dan espectros normalizados con $\beta = 2.4$ (roca) hasta $\beta = 3$ (suelos blandos afectados por grandes sismos distantes)	Máxima aceleración espectral: $S_{DS} = F_a S_s$ . $F_a$ varía entre 0.8 para suelos tipo roca dura ( $V_s > 1525$ m/s) hasta 2.5 para suelos blandos ( $V_s < 180$ m/s), valores función de $S_s$ .
Período de esquina	$T^*$ está dado en los espectros normalizados: 0.4s (roca) hasta 1.3 s (suelos blandos)	$T_s = T^* = S_{D1} / S_{DS}$ Donde $S_{D1} = S_1 F_v$ es la ordenada espectral correspondiente a 1 s
Menor período de la zona de máxima amplificación de la aceleración $A_0$ del terreno: $T_0$ s	$T_0 = 0.25 T^*$	$T_0 = 0.20 T^* = 0.20 T_s$
Ordenada espectral para: $T_0 \leq T \leq T^*$	$\phi A_0 \beta$	$S_{DS} = F_a S_s 2/3$
Ordenadas espectrales para $T > T^*$	$\phi A_0 \beta \times T^* / T$	$(2/3) F_v S_1 / T$

Parámetro	COVENIN 1756:2001	ASCE/ASI 7:2010
Período de transición, hacia desplazamientos espectrales constantes ( $T_L$ )	No se establece	Las Figuras 22-12 a 22-16 son mapas de zonación. Valores de $T_L$ entre 4 y 19 s
Coefficientes de riesgo $C_R$	No se trata en este documento	Se dan dos mapas: $C_{RS}$ y $C_{R1}$ . Son factores que multiplican, respectivamente las ordenadas espectrales $S_S$ y $S_1$ . $C_{RS}$ varía entre 0.72 y 1.28; $C_{R1}$ varía entre 0.80 y 1.18. Los mayores valores, hacia las zonas de mayor actividad sísmica
Confiability	Estudios "ad-hoc" posteriores a la aprobación de este documento arrojan valores del orden de $1 \times 10^{-3}$ como probabilidad anual de ruina	Con los valores de diseño se espera que a probabilidad de ruina en 50 años sea de 1%. Equivales a probabilidades anuales de ruina de $2 \times 10^{-4}$

## 2.6.1 Filosofía de Diseño Sismorresistente de la NEC-11, Ecuador

### 2.6.1.1 Edificaciones de Uso Normal

Es la intención de los requerimientos de esta norma, que con su cumplimiento se logre:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguarda la vida de sus ocupantes.

Para lograr los objetivos anteriores, la estructura deberá diseñarse para que:

- Tenga la capacidad para resistir las fuerzas que se obtienen con la aplicación de esta Norma.
- No supere, ante dichas cargas, las derivas de piso aquí establecidas.

- Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

### **2.6.1.2 Edificaciones de Ocupación Especial y para Estructuras Esenciales**

Para estas estructuras, además de satisfacer lo indicado en la Sección 2.6.1.1, se deberá cumplir con la Sección 2.9 de la Norma NEC-11. En esa Sección se introducen criterios de diseño por desempeño que se dan a continuación.

#### **2.6.1.2.1 Verificaciones Mínimas de Desempeño Sísmico**

En la Sección 2.9 de NEC-11 se repiten indicaciones sobre la selección de los valores de diseño. Para las estructuras catalogadas como de ocupación especial, en la Sección 2.9.2.3 se establece lo siguiente: «...se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que impida el colapso de la estructura ante un terremoto de 2500 años de período de retorno. El efecto de sitio ante este terremoto deberá ser estudiado de manera local siguiendo los lineamientos de la Sección 2.5.4.9» (La Sección 2.5.4.9 tiene por título: Requisitos para los Estudios de Respuesta Dinámica para Suelos Tipo F y para Estudios de Microzonificación Sísmica. O sea: un Estudio de Sitio con los alcances allí establecidos).

Para las estructuras catalogadas como esenciales, en la Sección 2.9.2.4 se establece un requerimiento similar al de la Sección 2.9.2.3, al cual se añade que: «...se deberá verificar un correcto desempeño sísmico en el rango inelástico, que proteja la vida de los ocupantes ante un terremoto de 475 años de período de retorno».

En el Reglamento de la República Dominicana, Artículo 116, establece cuatro Niveles de Diseño por Desempeño, atendiendo razones económicas y de seguridad:

- a. Ocupación Inmediata: sin daño en elementos estructurales, no estructurales y equipamiento. El edificio puede seguir operando.
- b. Continuidad de Operación con Daños Menores: los elementos no estructurales pueden sufrir daños menores, aun cuando la estructura e instalaciones no deben sufrir daños. La edificación puede seguir en operación.
- c. Seguridad de Vida: los elementos estructurales pueden sufrir daños reparables, No se producirán daños que pongan en riesgo la vida de sus ocupantes.

- d. Prevención de Colapso: los elementos estructurales y no estructurales pueden sufrir daños importantes sin llegar al colapso. En este caso los daños estructurales son tan importantes que no son reparables.

En el Código de Costa Rica, Artículo 4.1.2 se establecen unos Objetivos Generales de Desempeño. Para el cumplimiento de los mismos se especifican los requisitos señalados en la siguiente Tabla 4.2 de ese Código que se reproduce aquí como **Tabla 2.15**.

**Tabla 2.15** Requisitos para el Cumplimiento de los Objetivos de Desempeño que se establecen en la Tabla 4.2 de la Norma de Costa Rica

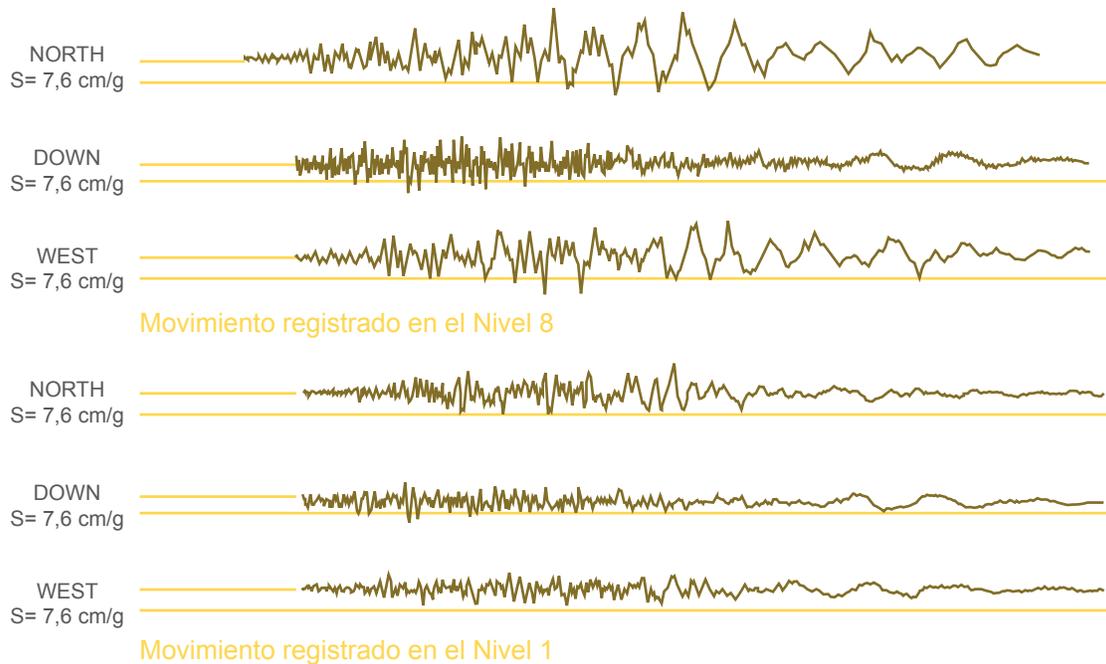
<b>Categoría de Edificación según Importancia</b>	<b>Posibilidad de Irregularidad Grave <sup>(1)</sup></b>	<b>Límite de los Desplazamientos Relativos <sup>(2)</sup></b>	<b>Requisitos de Ductilidad Local <sup>(3)</sup></b>
A: Esencial	Se prohíbe (4)	Especial	Óptima
B: Riesgosa	Se prohíbe	Normal	Moderada u Óptima
C: Especial	Se prohíbe	Especial	Moderada u Óptima
D: Normal	Se prohíbe	Normal	Moderada u Óptima
E: Miscelánea	Se prohíbe	Normal	Moderada u Óptima

<sup>(1)</sup> Véase inciso 4.3.4; <sup>(2)</sup> véase Tabla 7.2; <sup>(3)</sup> véase inciso 4.4.1; <sup>(4)</sup> Procurar que sean regulares en altura y en planta.

En la **Figura 2.5** se comparan los registros obtenidos en el nivel 1 y el nivel 8 de un cierto edificio en la ciudad de Los Ángeles, bajo la acción del terremoto de San Fernando en 1971. Obsérvese la amplificación del movimiento en el último nivel, con fuerte influencia del primer modo de vibración.

### 2.6.1.2.2 Sismos de Umbral de Daños

En el Reglamento Colombiano NSR-10, Título A, Sección A.12, para las edificaciones clasificadas de mayor importancia, Tipo III y Tipo IV, se exige la verificación del desempeño para sismo calificado como de “umbral de daños”. Estos eventos quedan determinados como aquellos con una probabilidad de excedencia de 80% en 50 años, equivalente a un período de retorno del orden de 30 años. Estos representan aproximadamente 1/3 de los movimientos asociados a períodos de retorno de 475 años; en esa sección se establecen unos mínimos, función de la zonación sísmica en la cual se encuentre la edificación. Los espectros a ser empleados en esta verificación deben ser representativos de amortiguamientos del orden del 2% en lugar del 5 % usual.



**Figura 2.5** Registros en las tres direcciones obtenidos en los niveles 1 y 8 el edificio 8244 Orion Blvd., Los Ángeles, Terremoto de San Fernando, Febrero 1971 (M 6.6) (Fuente: R. P. Maley, W. K. Cloud. Geol. Surv. Prof. paper 733, 1971, reproducido sin escala)

Para estos movimientos se deberá comprobar que la edificación no exceda los desplazamientos máximos establecidos en el reglamento; caso contrario deberá rigidizarse la estructura.

## 2.6.2 Sistemas de Control Sísmico

De acuerdo con la Sección 2.10.2 de la Norma Ecuador NEC-11, estos sistemas también denominados sistemas de control estructural o control de respuesta sísmica, empleados en el diseño sismorresistente no convencional de estructuras, al modificar las características dinámicas del sistema controlan y disipan parte de la energía de entrada de un sismo, permitiendo reducir la respuesta sísmica global, mitigando así el daño ante sismos severos. Pueden clasificarse en: sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo.

### 2.6.2.1 Sistemas de Aislamiento Sísmico y Sistemas de Disipación de Energía

De acuerdo con el Reglamento NSR-10 de Colombia así como en el Reglamento NEC-11 de Ecuador, en estos sistemas se emplearán como requerimientos los establecidos en el Capítulo 15 del BSSC (2004), «NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and other Structures» (FEMA 450), edición 2003. También se cita la Norma ASCE/ASI 7:2010. El parámetro  $SD_1$  corresponde a la aceleración espectral para  $T = 1$  s y período de retorno de 475 años y el valor  $SM_1$  corresponde a la aceleración espectral para  $T = 1$  s y período de retorno de 2500 años, tomando en consideración los efectos del suelo de cimentación.

El Reglamento de la República Dominicana en su Artículo 111, permite el uso de sistemas de disipación de energía o de aislamiento en la base de las edificaciones. En caso de que se utilicen, el sistema estructural como tal, sin la presencia de disipadores de energía, deberá ser capaz de resistir al menos el 75% de la fuerza sísmica, calculada a partir del método cuasi-estático de la Sección 2, del Título IV, Capítulo 5.

### 2.6.2.2 Requerimientos de Diseño Generales

En la Sección 2.10.4 de la Norma NEC-11 se dan los requerimientos de análisis y diseño.

## 2.6.3 Mínimo Coeficiente de Corte Basal

En el Reglamento Dominicano, Artículo 35, se establece un coeficiente de corte basal  $C_b = U \times S_a / R_d$  que no debe ser inferior a 0.03, donde U es el factor de uso.



### **3. REQUERIMIENTOS NORMATIVOS QUE CARACTERIZAN LA AMENAZA SÍSMICA**



Tal como quedó ilustrado en la **Figura 1.1** hay zonas geográficas directamente afectadas por áreas de epicentros, a diferencia de otras que tienen una cierta lejanía de las fuentes de perturbación que representan los sismos. En general, en la medida que las áreas de interés estén más alejadas de las áreas epicentrales, menor es la amenaza asociada a nuevos eventos sísmicos. Esta es la razón por la cual, en todas las Normas la caracterización de la amenaza sísmica va acompañada de mapas de zonación.

Los primeros mapas que comenzaron a publicarse a finales del siglo XIX no tenían en ese momento finalidades de ingeniería. Sin embargo, en la medida en que las zonas urbanas de nuestros países comenzaron a sufrir las consecuencias de sismos intensos y fue preciso establecer estrategias preventivas, inicialmente de naturaleza constructiva y posteriormente sustentadas por métodos de cálculo propios de la Ingeniería Estructural, en los mapas que se incorporaron a las Normas, se comenzaron a diferenciar las zonas de mayor amenaza de aquellas zonas donde la amenaza era menor, e, incluso, aquéllas donde no era necesario considerarla.

Un caso ilustrativo de lo anterior, es el caso de Venezuela, donde el primer mapa de zonación se publicó en 1898 y el último en 2001, de lo cual se deja constancia en la **Tabla 3.1** que se da en la Sección 3.1.4. A lo largo de ese siglo los mapas de zonación fueron evolucionando en la medida en que se dispuso de mejor información. Es un ejemplo de cambios en la percepción del peligro sísmico en un área del oriente venezolano, donde a lo largo de los últimos 30 a 40 años se han construido instalaciones petroleras de gran importancia económica para el país.

Con todo, es un hecho aceptado que desde el último aprobado, hasta la fecha ha habido avances sustanciales en la caracterización de la amenaza sísmica que justifican una adecuación de los documentos normativos.

Se hará énfasis en lo que sigue al caso Venezuela, experiencia que es fácilmente transferible a otras sociedades donde las normas no se hayan adecuado en los últimos años.

## 3.1 Antecedentes Generales en Venezuela

### 3.1.1 La Incorporación del ATC-3

En los primeros documentos normativos para el diseño sismorresistente, se empleaban los llamados “coeficientes sísmicos”, definidos como la fuerza cortante basal dividida por el peso de la edificación. Los efectos del terremoto de Caracas de 1967, obligaron a introducir las condiciones locales del subsuelo en estos coeficientes. Así, la Norma Provisional del Ministerio de Obras Públicas (MOP) de Venezuela, del año 1967, consideraba dos condiciones

de subsuelo: roca y depósitos aluvionales, debidamente tipificados en el Capítulo 6 de ese documento.

Cuando en 1971 sucedió el terremoto de San Fernando, California, se recuperó la más amplia base de registros acelerográficos hasta ese momento (Geol. Surv. Prof. Paper 733, 1971). Como consecuencia de sus efectos en las edificaciones del área afectada, se creó el Applied Technology Council (ATC), uno de cuyos resultados principales fue el documento identificado como ATC-3:1978. Este fue el fundamento de algunas de las Normas que se modernizaron con posterioridad a 1978, como fue la Norma de Colombia o la Norma de Venezuela COVENIN 1756 del año 1982.

En el dominio específico que caracterizó la amenaza sísmica en ese momento, se siguió el esquema o estrategia adoptada por los especialistas que desarrollaron el ATC-3. Ésta consistió en definir la acción sísmica como un conjunto de espectros normalizados a ser multiplicados por la aceleración máxima del terreno. Esta última se leía en un mapa de peligrosidad sísmica o amenaza sísmica, con valores nominalmente asociados a 10% de excedencia en 50 años de vida útil; es decir, con períodos medios de retorno de 475 años.

La caracterización del tipo de subsuelo local para seleccionar los espectros normalizados no era muy precisa. Como se verá, ésta fue mejorada en años subsiguientes con la definición del valor de la velocidad de propagación de ondas de corte en los primeros 30 m de profundidad del terreno; usualmente designada como ( $V_{s,30}$ ).

Por su sencillez, el esquema descrito en la citada Norma COVENIN 1756 fue aceptado por la comunidad de Ingenieros Proyectistas, tanto en Venezuela como en otros países que la adoptaron como guía. De hecho fue incluido en programas de divulgación de las Normas Sísmicas, gracias a la acción concertada de UNESCO-OEA-OPS, dirigido a la divulgación de medidas preventivas, especialmente en instalaciones educativas y hospitalarias.

### 3.1.2 Resumen de Antecedentes sobre la Zonación Sísmica

Los principales antecedentes conocidos sobre la zonación sísmica de Venezuela se dan a continuación:

- 1898: mapa de zonación sísmica de Venezuela publicado en México y conocido entre nosotros a finales del siglo siguiente. Su autor fue Montessus de Ballore. Destaca en él que Caracas y Cumaná conformaban las zonas de mayor peligrosidad sísmica. No llegó a tener influencia alguna en los mapas empleados por la ingeniería Venezolana.

- 1947: primer mapa de zonación con fines de ingeniería, incorporado a las Normas del Ministerio de Obras Públicas (MOP) de ese año.
- 1949: mapa de zonación inacabado por el fallecimiento de su autor, el ingeniero Melchor Centeno Graü, en 1949. Se vino a conocer en 1969 cuando la familia autorizó la publicación de la edición, en el estado de la revisión en la cual quedó su libro, con posterioridad al terremoto de 1967.
- 1955: mapa de la Norma MOP de 1955, que sustituyó la versión muy preliminar incluida en la Norma de 1947 mencionada más arriba. Ninguno de los dos puede considerarse representativo de las zonas sísmicas del país.
- 1967: primer mapa que incorpora aspectos tectónicos conocidos hacia esas fechas y registros sísmicos obtenidos en el Observatorio Cajigal desde 1957 hasta ese año. El país quedó dividido en 3 grandes zonas, asociadas a coeficientes sísmicos de diseño en la proporción 1:0,5:0,25. Este mapa, incorporado a la Norma Provisional del MOP, mantuvo su vigencia hasta 1982.
- 1977: Mapa Sísmico de Venezuela elaborado por Fiedler y Rivero, donde se establecieron cuatro zonas sísmicas, reproducido en el Atlas del Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales Renovables (MARNR) editado en 1979. Se pronosticaron allí aceleraciones máximas del terreno entre 300 y 800 gal. No se tiene conocimiento de que llegase a ser aplicado con fines de Ingeniería.
- 1982: primer mapa elaborado a partir de curvas de iso-aceleración, seleccionadas con probabilidades de 10% de excedencia en 50 años. Quedó conformado por 5 zonas: 0.30g; 0.22g; 0.15g; 0.08g y una zona donde no era preciso considerar las acciones sísmicas. Este mapa, incorporado a la Norma COVENIN 1756:1982, venía acompañado de formas espectrales normalizadas para 3 tipos de suelos diferentes. Los espectros normalizados se encontraban sustentados en los resultados de la tesis del profesor Celso Tulio Ugas presentada en California (Ugas, 1974) (Figura 2.1), cuyas implicaciones prácticas se dieron en (Seed et al., 1974).
- 1984: especificaciones para la verificación de sub-estaciones de extra alto voltaje de CADAFE y EDELCA las dos grandes corporaciones que manejan la producción y distribución de energía eléctrica de Venezuela. Se definieron tres zonas con acciones sísmicas asociadas a probabilidades de excedencia de 2 a 3% en vidas útiles de 40 años. O sea períodos medios de retorno del orden de 2000 años.
- 1991: dos mapas de iso-curvas de peligrosidad sísmica elaboradas en el Instituto Tecnológico Venezolano del Petróleo (INTEVEP), con los parámetros ( $\gamma$ ) y ( $a^*$ ) respectivamente, que se dan en la fórmula (10) en la Sección 2.1.3.2 de este trabajo.

- 2000: aprobación de las Especificaciones para el diseño sismorresistente de instalaciones industriales de PDVSA como Norma COVENIN 3621. Nuevas isocurvas de peligrosidad sísmica elaboradas en INTEVEP
- 2001: actualización de la Norma COVENIN 1756, incluyendo modificaciones al mapa de zonación ahora con 7 zonas: 0.40g; 0.35g; 0.30g; 0.25g; 0.20g; 0.15g; 0.10g, y una Zona 0 que no requiere consideraciones sísmicas. La caracterización del subsuelo se encuentra sustentada por las velocidades de propagación de ondas de corte. No hay concordancia de formas espectrales con la Norma COVENIN 3621:2000 antes citada.

### 3.1.3 Algunos Hitos y Comentarios sobre la Peligrosidad Sísmica

Durante la última década es preciso citar algunos hitos de interés: (a) generalización de los Estudios de Sitio (véase la Sección 3.1.4 y la Sección 5), respuesta dinámica de depósitos aluvionales y generación de nuevas regresiones de atenuación publicadas en Earthquake Spectra sustentados por una amplia estadística de registros instrumentales de sismos con mecanismos focales de tipo transcurrente, estilo tectónico predominante en Venezuela (Stewart et al., 2008); (b) incorporación de las regresiones de atenuación de ordenadas espectrales, con lo cual quedó abierta la posibilidad de sustituir los espectros normalizados e incorporar fenómenos constatados de rápida atenuación de las altas frecuencias y viceversa; (c) obtención de espectros con ordenadas para diferentes períodos de vibración, asociadas a probabilidades de excedencia similares, lo cual ha dado pie para los espectros de amenaza uniforme, y; (d) resulta obligado mencionar aquí las exigencias de empresas transnacionales que, acogiéndose a nuevas Normas ISO aprobadas durante la última década, requieren que el Proyecto de Ingeniería sea acompañado de una evaluación cuantitativa de las probabilidades de ruina por sismo, las cuales no pueden exceder valores prefijados en las citadas Normas: por ejemplo, el documento normativo para el proyecto sismorresistente de plataformas costa afuera, Norma ISO 19901-2 (2004).

### 3.1.4 Un Ejemplo de Cambio en la Percepción del Peligro Sísmico

En Venezuela y por su estratégica ubicación, el área de “Jose” ubicada en la costa norte del estado Anzoátegui, mar Caribe, fue seleccionada para instalar importantes desarrollos de la industria petrolera. Durante los años 70, comenzó la construcción de una variedad de

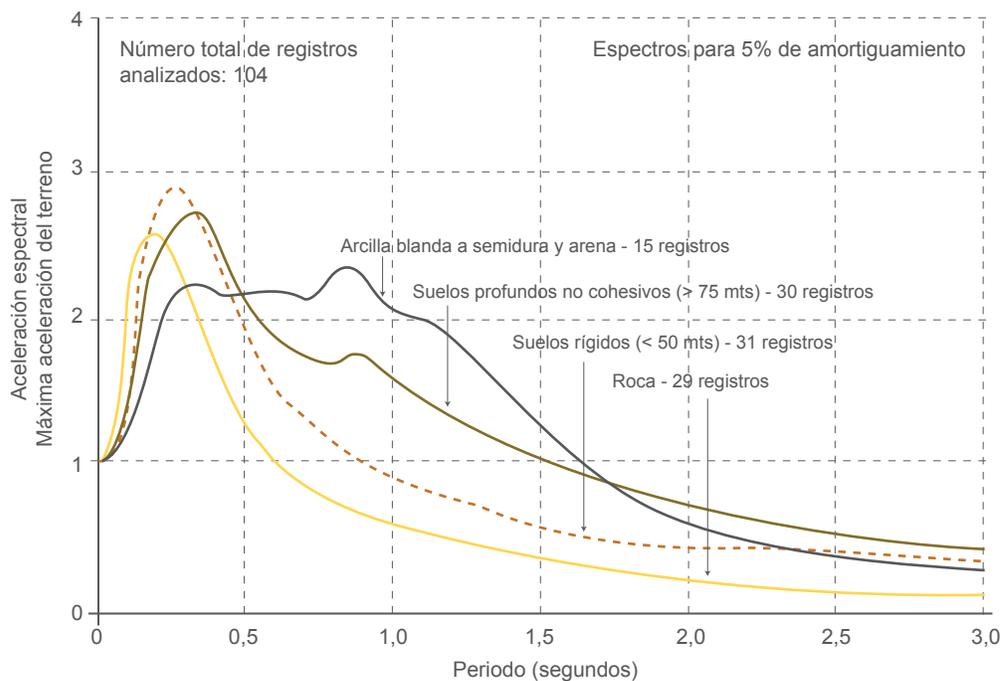
instalaciones y depósitos de derivados del petróleo, que hoy en día representan inversiones del orden de decenas de millardos de US\$ y un importante potencial de exportación.

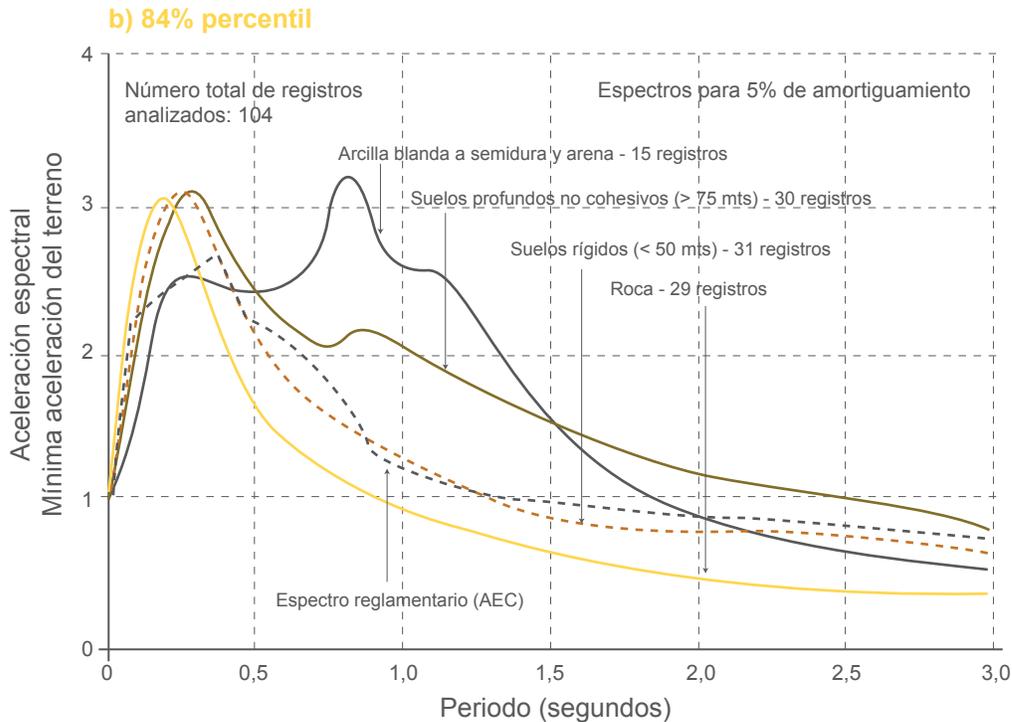
Estudios geofísicos de áreas submarinas adyacentes a la costa, muy pronto -a mediados de los años 70- revelaron la existencia de fallas geológicas activas de rumbo NW-SE, que posteriormente fueron rastreadas en tierra firme y sirvieron de valiosa información para los necesarios Estudios de Sitio.

En la **Tabla 3.1** se recoge la evolución sobre los cambios de percepción de la peligrosidad sísmica en esa región del país, relativamente despoblada hasta mediados del siglo pasado.

Cambios como los que se constatan en la **Tabla 3.1** con la promulgación de la Norma COVENIN 1756 de 1982 para el área de Jose, también ocurrieron en otras áreas del país. Este comentario resulta igualmente válido para la versión actualizada en 2001 de esa Norma; por ejemplo: Cumaná, capital del estado Sucre, ubicada al oriente del país, en el mapa de zonación pasó de 0.3g (versión 1982) a 0.4 g (versión 2001).

#### a) Valores promedio





**Figura 3.1** Espectros de aceleración para diferentes condiciones del subsuelo de la estación de registro, (a) valores promedio; (b) 84% percentil (Fuente: Ugas, 1974, p. 39 y 40)

### 3.1.5 Comentarios

Por razones de la organización y objetivos de una determinada Norma, la zonación sísmica puede ser más “gruesa”. Por ejemplo la República Dominicana (Reglamento 201-11) divide el país en Zona I ( $S_s > 0.95$ ) y la Zona II ( $S_s \leq 0.95$ ), donde  $S_s$  es la ordenada espectral para  $T = 0.2$  s. De este modo, Municipios, Pueblos y Localidades quedan ubicados en una de las dos zonas, cuyas ordenadas de diseño son: Zona 1 ( $S_s = 1.55g$ ;  $S_1 = 0.75g$ ); Zona 2 ( $S_s = 0.95g$ ;  $S_1 = 0.55g$ ). Además de esa zonación, el Reglamento incluye mapas de iso-aceleraciones espectrales ( $S_s$ ;  $S_1$ ) «...de referencia» y mapas de iso-aceleraciones en roca ( $A_o$ ), los cuales permiten afinar los valores de los espectros de diseño para períodos de retorno de 50, 475 y 2475 años.

Lo recién mencionado es una de las posibles derivaciones del trabajo pionero incorporado en la Norma ASCE/ASI 7:2010, el cual, como veremos más adelante, ha servido de guía a otros documentos aprobados en años recientes.

**Tabla 3.1** Cambios en la Percepción del Peligro Sísmico en el Área de Jose, Estado Anzoátegui

Fuente o Documento	Año de Publicación	Aceleración Máxima del Terreno Asignada (g), para los Períodos Medios de Retorno Indicados		
		475 a 500 (años)	650 (años)	1000 (años)
Montessus de Ballore	1898	Zona no sísmica (publicado en México)		
Norma MOP	1947	50% de la zona de mayor peligro		
Centeno Graü	1949	"Se identifican sismos fuertes en la zona"		
Norma MOP	1955	Zona no sísmica		
Norma MOP	1967	50% de la zona de mayor peligro		
Norma COVENIN 1756	1982	0.22	..	~ 0.26
CADAFE	1989	--	--	0.30
PDVSA, JA-221	1991	0.25	0.28	0.30
INTEVEP	1992-93	0.22-0.24	0.25	0.28
ISO	1994	0.30, sin indicación del período de retorno		
INTEVEP	1995	0.30	--	--
CORAL 83	1996-98	0.26-0.28	0.30-0.33	0.34-0.36
IPGH	1998	0.20	--	--
Norma COVENIN 1756	2001	0.30	0.34	~ 0.38

### 3.1.6 Observaciones Relevantes

De lo anterior se desprenden tres observaciones: (i) la caracterización de la peligrosidad sísmica a nivel de suelos tipo roca, así como la incorporación de diferentes condiciones del subsuelo, en Venezuela se ha modificado múltiples veces a lo largo de las últimas 6 a 7 décadas; (ii) durante los últimos años de la última década, en la literatura internacional se ofrece un importante volumen de resultados de nuevos estudios, que permiten mejorar tanto el pronóstico de las acciones sísmicas de naturaleza vibratoria con fines de diseño, como la caracterización de las condiciones locales, y; (iii) normas internacionales recientes (ISO) exigen la cuantificación de la confiabilidad de los diseños, expresada como complemento de la probabilidad de ruina.

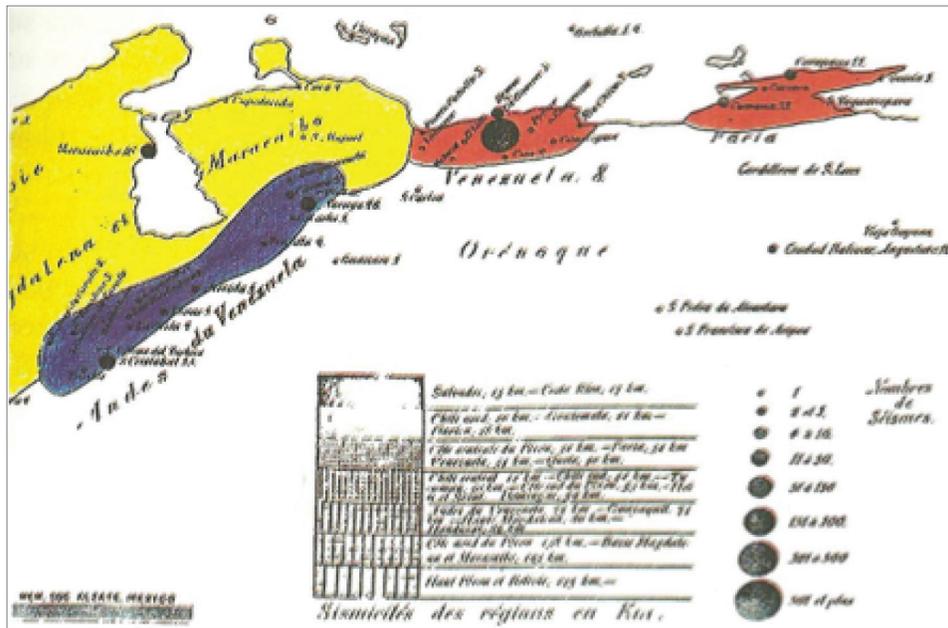


Figura 3.2 Primer mapa de zonación sísmica de Venezuela, indicando el número de sismos (Fuente: Montessus, 1898)

Para satisfacer la última de las observaciones, salvo que se hagan estudios de sitio, es preciso ofrecer al proyectista que maneja las Normas: (a) información probabilista que facilite la evaluación de la confiabilidad, y; (b) algún procedimiento simplificado que complemente sus evaluaciones analíticas para calcular la probabilidad de ruina. Probablemente ambos aspectos deban ser incluidos, como mínimo a nivel de Comentario, en una próxima actualización de las Normas para el Diseño Sismorresistente.

### 3.2 Normas y Especificaciones Vigentes en Venezuela

Los documentos normativos vigentes y algunos estudios monográficos recientes en Venezuela, se pueden resumir en la **Tabla 3.2** que sigue.

Tabla 3.2 Estudios Monográficos, Normas y Especificaciones Vigentes en Venezuela

Documento		Última Revisión	Breve Comentario Sobre el Contenido
N°	Identificación		
D1	COVENIN 1756	2001	Análisis y diseño de edificaciones en zonas sísmicas. Zonación sísmica para movimientos del terreno con períodos medios de retorno de 475 años y espectros normalizados función del tipo de subsuelo. Factores de uso entre 1.0 y 1.3. Criterios de evaluación de edificaciones existentes.
D2	COVENIN 3621	2000	Similar a D1, pero dirigido a instalaciones industriales. Dos mapas con índices de peligrosidad sísmica que permiten reconstruir la función de distribución acumulada de los movimientos máximos del terreno; estudios recientes han revelado que estos mapas al oeste de los 68 a 69 °W pueden estar subestimando la peligrosidad sísmica. Determinación de movimientos máximos del terreno, función de la vida útil del equipo y de su clasificación de riesgo.
D3	COVENIN 3622	2000	Se establecen los valores de ductilidad máxima permisible en instalaciones industriales. Aplica conjuntamente con D2.
D4	COVENIN 3623	2000	Análisis y diseño sismorresistente de grandes tanques metálicos de pared delgada. Los movimientos de diseño se determinan sea por estudios de sitio, sea conjuntamente con D2.
D5	COVENIN 3624	2000	Diseño de torres costa-fuera en aguas someras, Aplica con estudios de sitio o conjuntamente con D2.
D6	COVENIN 1753	2006	Proyecto de estructuras de concreto reforzado. Complementa los niveles de diseño establecidos en D1 y D3 para garantizar capacidades adecuadas de absorción y disipación de energía requerida por las acciones sísmicas.
D7	COVENIN 1816	1998	Ídem documento D6. Normas para diseño de estructuras de acero. Actualmente se consideran obsoletas pues se fundamentan en documentos de AISC que han sido modificados más de una vez en los últimos años.
D8	CADAFE	1984	Se establecen especificaciones para la evaluación y diseño de bases de apoyo y equipos de S/E de alto y extra-alto voltaje. Mapas de zonación con períodos de retorno de 2000 a 3000 años. En general se exigen ensayos y estudios de sitio.
D9	EDELCA	1998	
D10	ELECAR	1994	
D11	Propuesta del profesor William Lobo Quintero, para el diseño y evaluación Sismorresistente de Puentes	1986	Un muy completo y bien organizado documento para el análisis, diseño, reparación y/o adecuación de puentes. Establece zonación sísmica para una vida útil de 65 años y factores de importancia. Incorpora los sistemas de disipación de energía y criterios para la evaluación de obras de infraestructura existentes.

Documento		Última Revisión	Breve Comentario Sobre el Contenido
N°	Identificación		
D12	Ingeniero J.J. Hernández	2009	Estudio de confiabilidad de edificaciones proyectadas con las Normas vigentes en el país entre 1939 y 2006. Incorpora edificaciones de concreto armado y/o de acero, de diferentes alturas, en diferentes condiciones de subsuelo, y sustenta las correspondientes curvas de fragilidad.
D13	FUNVISIS. Estudios de microzonación	2010-12	Establece criterios y métodos aplicados para definir microzonas en la ciudad de Caracas. Actualmente se encuentran en estudio otras capitales de estado.

### 3.3 Influencia del Subsuelo

Para una mejor comprensión del tema, a continuación se dan algunos antecedentes sobre las Normas Venezolanas más recientes.

- a. Como consecuencia de los efectos observados después del terremoto de 1967 en Caracas, Caraballeda y Güigüe, en la Norma provisional del MOP de ese mismo año, los coeficientes de diseño a ser empleados se diferenciaron entre dos tipos de suelos: los que eran de origen aluvional y los que se podían considerar como roca o similares. Esta división se reconoció como insuficiente cuando se conocieron los resultados de los estudios del profesor Ugas ya citados, así como los criterios de diseño sismorresistente del ATC-3 publicado en 1978.
- b. En la Norma COVENIN 1756, versión de 1982 que sustituyó la provisional de 1967, se recogió la propuesta del ATC-3 y se tipificaron los terrenos en función del perfil estratigráfico con base en los resultados de ensayos geotécnicos rutinarios. Se distinguieron así tres tipos de subsuelo, esencialmente sustentados por los estudios de Ugas (1974). El análisis de registros posteriores como fueron los del terremoto de México de 1985 y los efectos en zonas de suelos muy blandos, orientaron las modificaciones incorporadas en la segunda versión, año 2001, de la citada Norma COVENIN: la estratigrafía fue sustituida por la velocidad media de propagación de ondas de corte (VSP), tomando como horizonte de roca aquel suelo con  $VSP > 500$  m/s, correspondiente a roca dura o fisurada, y se incorporó una nueva forma espectral para el caso de suelos muy blandos.
- c. De este modo se tipificaron “espectros normalizados” para tres tipos de suelos, el más “blando” de los cuales podía crear un cuarto tipo de espectro, para el caso de depósitos aluvionales muy recientes, que pudiesen quedar sometidos a la acción de sismos

distantes con una gran liberación de energía, lo cual daba lugar a predominancia de frecuencias bajas y de larga duración (Figura 3.1). Para diferenciar efectos como los anteriores en los tres tipos de suelos, en la Norma 1756:2001 se incorporó un nuevo parámetro ( $\phi$ ) con valores entre 1.00 y 0.65, coeficiente este que afectaba la totalidad de las ordenadas espectrales, incluida la aceleración máxima del terreno. Algo similar se hizo en una segunda norma COVENIN, basada en la Especificación PDVSA JA 221:1998, que se aprobó posteriormente y quedó designada como COVENIN 3621:2000. Los valores ( $\phi$ ) de este último documento, para los mismos tipos de suelos, no son iguales a los de la versión 1756:2001 antes citada, contradicción que deberá ser subsanada.

- d. Normas más modernas de otros países extendieron a seis los tipos de suelos, aun cuando no ha habido unicidad en los rangos de velocidades que los definen. Así, por ejemplo, USGS y ASCE/ASI 7:2010 no son concordantes en los rangos de velocidades que distinguen un tipo de suelo de otro. Dado que la base de datos que se ha manejado en la elaboración del código ASCE/ASI 7:2010, facilitó una discriminación más “fina” sobre la tipificación de los suelos, este aspecto deberá ser revisado para la definición de nuevos espectros mejor sustentados en un futuro documento Venezolano como se sugiere más adelante.
- e. El análisis de registros de un sismo dado a diferentes profundidades, así como registros de diferentes sismos en una misma estación, han facilitado un mejor pronóstico sobre posibles amplificaciones, ordenadas espectrales, varianzas en las ordenadas espectrales, todo lo cual ha facilitado un mejor pronóstico sobre la respuesta esperada en diferentes tipos de suelos. Esto es destacado en el ya citado documento (Stewart et al., 2008).
- f. Posiblemente lo anterior sea una de las razones por la cual en el ASCE/SEI 7:2010 se habla de “Maximum Considered Earthquake (MCER) Spectral Response Acceleration Parameters” (parámetros del espectro de respuesta de aceleraciones del máximo sismo considerado, MCER) en cuyo cálculo se adoptaron acciones con períodos medios de retorno de 2500 años. Es decir, quedaba de este modo resuelto en forma conservadora los efectos desfavorables de los grandes sismos distantes en depósitos aluvionales recientes. Sin duda una solución mejor sustentada que los factores ( $\phi$ ) empleados en nuestras Normas COVENIN vigentes, como se verá más adelante.

Una comparación de la clasificación de suelos entre la Norma COVENIN 1756 vigente y el ASCE/ASI 7:2010 vigente, sin entrar en detalles y excepciones que aplican en casos particulares, se da en la **Tabla 3.3** que sigue.

Tabla 3.3 Comparación de Suelos Tipificados

COVENIN 1756:2001		ASCE/SEI 7:2010	
Suelo Tipo	V <sub>SP</sub> (m/s)	Suelo Tipo	V <sub>SP</sub> (m/s)
--	--	A: Roca dura	>1520
Roca sana/fracturada	>500	B: Roca	762-1524
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy sueltos	>400	C: Suelo muy denso. Roca blanda	365-762
Suelos duros o densos	250-400	D: Suelo rígido	182-365
Suelos firmes/medio densos	170-250		
Suelos blandos/sueltos	< 170	E: Suelo arcilloso blando	< 182
Suelos blandos	--	F: Requiere análisis de respuesta	--

### 3.4 Aceleración Máxima del Terreno

#### 3.4.1 Norma COVENIN 1756:2001 (Venezuela)

En la Sección 3.1.2 se hizo referencia a mapas elaborados en el país, en los cuales se diferenciaron zonas en las cuales podían adoptarse aceleraciones máximas del terreno ( $A_0$ ), nominalmente iguales, para períodos medios de retorno de 475 años.

En la elaboración de los citados mapas, la selección de ese único valor ( $A_0$ ) dejaba por fuera o “desperdiciaba”, para decirlo en lenguaje más coloquial, una valiosa parte de los resultados obtenidos sobre las tasas medias de excedencia ( $I$ ) de otros valores de la variable aceleración ( $A$ ), en cada uno de los puntos de la red de unos 27 x 27 km que cubrió el país.

Vista la cuasi-linearidad entre el  $\ln(\lambda)$  y el  $\ln(A)$ , para los rangos ( $\lambda$ ) de mayor interés, se adoptó como válida la regresión conservadora:  $\ln(\lambda) = c - \gamma \ln(A)$ , donde los coeficientes ( $c$ ) y ( $\gamma$ ) caracterizan la peligrosidad sísmica de un sitio dado. Luego se procedió a un cambio de variable ( $e^c$ ) =  $(a^*)^\gamma$  con lo cual, tomando antilogaritmos:

$$\lambda = (A/a^*)^{-\gamma} \quad (3.1)$$

Expresión esta que se empleó la Sección 2.1.4 y fue el origen de los mapas de: iso- $a^*$  e iso- $\gamma$ , que se dan en la Norma COVENIN 3621:2000.

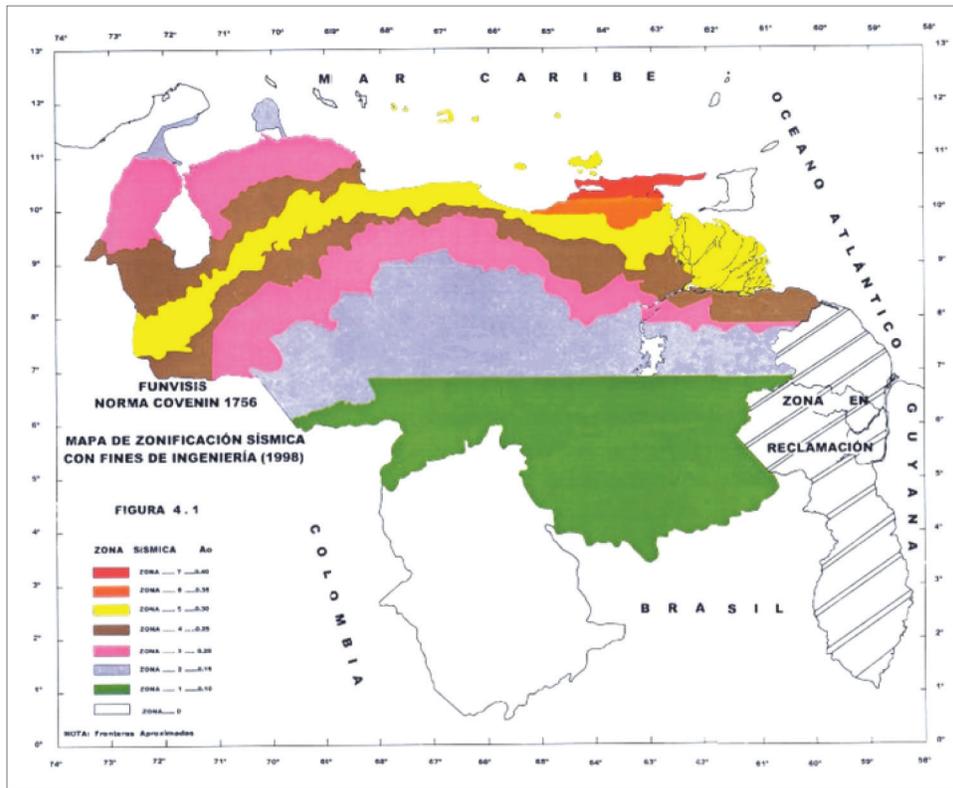


Figura 3.3 Mapa de Zonación sísmica de la Norma COVENIN 1756:2001.

Con los citados mapas era posible reconstruir para cualquier punto de la geografía del país una razonable descripción de la peligrosidad sísmica con arreglo a la fórmula (3.1).

### 3.4.2 Máximo Sismo Considerado en ASCE/ASI 7:2010

Designado de forma general como el máximo sismo considerado (Maximum Considered Earthquake = MCE), permite evaluar los efectos más severos considerados en la Norma ASCE/ASI 7:2010, de aquí en adelante citada como (ASCE). Tal sismo se ha definido de la forma siguiente:

1. MCEG es la máxima aceleración pico del terreno, asociada a la media geométrica considerada. Su valor puede estar sustentado probabilísticamente como 2% de excedencia en 50 años (Sección 21.5.1, ASCE), aquí designado como pMCEG. También puede ser un valor determinista sustentado como el mayor valor de la media más una desviación estándar (84 % percentil), consideradas todas las fallas conocidas

alrededor del sitio de interés (Sección 21.5.2, ASCE), aquí designada como  $dMCEG$ , con la condición de que:  $dMCEG \leq 0.5 \times FPGA$  donde  $FPGA$  se determina con la Tabla 11.8-1 de la Norma ASCE para  $PGA = 0.5g$ .

2. Cuando la aceleración pico incorpora los efectos de sitio, se designa como  $PGAM$ , valor este que no debe superar ninguno de los dos valores  $pMCEG$  y  $dMCEG$  definidos en el párrafo anterior.
3. Finalmente, el valor de  $MCEG$  a usar no debe ser inferior al 0.80 de  $PGAM$  determinado como producto de  $PGA \times FPGA$ , donde  $PGA$  es el valor de  $MCEG$  obtenido en las Figuras 22-6 a 22-10 (suelos Tipo B, ASCE) y el factor de corrección  $FPGA$  es un coeficiente de sitio que se determina en la ya citada Tabla 11.8-1 de la Norma ASCE.
4. El valor  $MCEG$  se emplea cuando se trata de categorías de Diseño Sísmico D a F para evaluar presiones laterales del terreno en muros de retención, potenciales fenómenos de licuefacción, desparramamiento lateral, asentamientos y otras materias relacionadas a la geotecnia (véase las Secciones 2.2.6.2 y 2.2.6.3 de este trabajo). La determinación de  $PGAM$ , aceleración pico del terreno para el espectro  $MCEG$  una vez evaluados los efectos del terreno en el Estudio de Sitio, se da en la Sección 21.5, ASCE.
5. En el Capítulo 22 de la Norma ASCE se incorpora el denominado  $MCER$ . Este es el valor máximo de la aceleración del terreno, obtenido de los espectros de respuesta. O sea, reduciendo la máxima aceleración espectral  $SMS = Fa \times Ss$  (sin la reducción de  $2/3$ ) por 0.6, lo cual es igual a  $SDS = SMS \times 2/3$  multiplicado por 0.4; o sea,  $Ao = 0.4 Fa \times Ss$ .

En la Sección 11.4.3 de la Norma se trata este tema. En el **Anexo A** se ha desarrollado con mayor detenimiento la comparación entre la aceleración máxima del terreno asociada a los espectros de amenaza uniforme y los valores  $PGA$  ya mencionados.

### 3.4.2.1 Aceleraciones Máximas en la Norma de Costa Rica

En el Código Sísmico de Costa Rica 2010, el país se divide en tres zonas sísmicas II, III y IV. Cada Cantón o Distrito del país, de cada Provincia, queda asignado a una determinada Zona Sísmica. Las aceleraciones pico efectivas de cada Zona Sísmica dependen del Tipo de Suelo que varía de S1 (roca o suelo rígido o denso) a suelo Tipo S4 (perfil que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave). La caracterización de suelos es similar a la de ASCE/ASI 7:2010.

Las aceleraciones pico efectivas establecidas en ese código para un período de retorno de 475 años, se dan en la **Tabla 3.4**. Interesa destacar que, para subsuelos Tipo S1, los valores máximos son comparables a los que se establecen en otras Normas de países ribereños del Pacífico y del Caribe como son República Dominicana, Costa Rica, Ecuador.

**Tabla 3.4** Aceleraciones Máximas del Terreno en Costa Rica

Tipo de Sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0.20	0.30	0.40
S2	0.24	0.33	0.40
S3	0.28	0.36	0.44
S4	0.34	0.36	0.36

En el citado Código, se definen como fuertes aquellos sismos cuya sacudida tiene un período de retorno de 475 años. Sismos extremos son aquellos cuya sacudida sísmica es un 25% mayor que la de sismos fuertes. Sismos moderados son aquellos con una aceleración 25% inferior a los sismos fuertes para el mismo suelo de cimentación.

### 3.4.3 Espectro de Diseño

Siguiendo las metodologías aquí expuestas resulta sencillo graficar las formas espectrales. Por ejemplo para suelos Tipo B se obtienen gráficos como el de la **Figura 3.4**. De modo que para reconciliar con los 475 años adoptados como referencia para el diseño de edificaciones Clase A y B son:

$$S_{DS} = (2/3) S_{MS} \quad (3.2)$$

$$S_{D1} = (2/3) S_{M1} \quad (3.3)$$

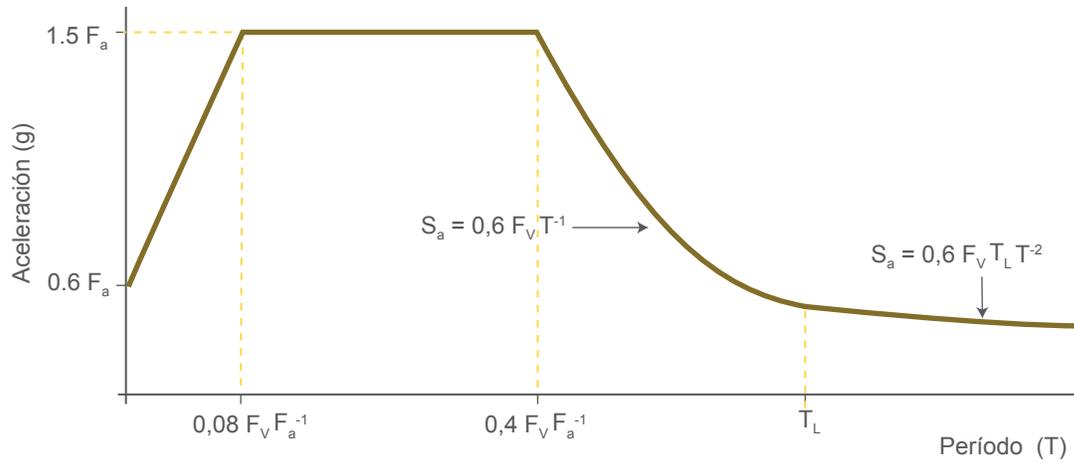
La forma del espectro de diseño queda definida como:

$$S_a = S_{DS} (0.4 + 0.6 T/T_0) \quad 0 \leq T \leq T_0 \quad (3.4)$$

$$S_a = S_{DS} \quad T_0 \leq T \leq T^* \quad (3.5)$$

$$S_a = S_{D1} / T \quad T^* \leq T \leq T_L \quad (3.6)$$

$$S_a = S_{D1} T_L / T^2 \quad T_L \leq T \quad (3.7)$$



**Figura 3.4** Espectro de respuesta para suelos Tipo B (Elaboración propia, según datos de ASCE)

La multiplicación de las ordenadas anteriores por 1.5 (inversa de  $2/3$ ), permite pasar al (Risk targeted Spectrum,  $MCE_R$ ), espectro asociado al riesgo aceptado, que corresponde a un período de retorno de 2500 años.





En la Sección 3.1.4 se dejó constancia de un ejemplo Venezolano, sobre el Cambio de Percepción del Peligro Sísmico en una extensa área dedicada al desarrollo de la industria petrolera del país. Ese cambio de percepción, resultado de múltiples Estudios de Sitio hechos en el área desde finales de los años 70, incrementó la confiabilidad del diseño final de las instalaciones allí construidas contra las eventuales acciones sísmicas futuras. A continuación se describen dos casos relativamente recientes en los cuales se ejemplifica la trascendencia y limitaciones de los estudios de sitio.

En el primero, un estudio relativamente reciente, se aplicaron procedimientos que toman en consideración los aspectos que son mencionados en el Capítulo 5. En el segundo se ilustra como las limitaciones de información y experiencia propias de finales de los años 40 e inicios de los 50 del siglo pasado, no hubiesen permitido un pronóstico ni siquiera aproximado de la situación actual.

Los casos han sido seleccionados con dos finalidades: la primera contrastar las ventajas que ofrece la aplicación de la información actualmente disponible para alcanzar una estrategia preventiva debidamente sustentada; la segunda, para destacar la utilidad y el poder pedagógico que pueden alcanzar compilaciones de casos debidamente estudiados entre los profesionales menos experimentados que deseen ampliar su experticia en estos temas, especialmente en las medidas preventivas a exigir en los proyectos de ingeniería de grandes inversiones de obras de infraestructura.

## 4.1 Terminal de Gas Licuado. Acciones a Considerar en el Diseño

Esta experiencia destaca la importancia de la contribución de un especialista en neo-tectónica. Con base en trabajos de campo, el profesional especializado en esa materia complementó el escenario tectónico empleado en estudios regionales, pues identificó otros accidentes tectónicos activos, cuya contribución modificó sustancialmente la percepción de la amenaza sísmica. En la Norma Venezolana, COVENIN 3621 del año 2000, estas instalaciones deben ser diseñadas para minimizar el riesgo de acciones altamente improbables durante su vida útil.

### 4.1.1 Descripción del Caso

Se trata de un Proyecto de Terminal de Gas Licuado, en una zona costera amenazada por sismos. El alcance del Estudio tiene dos objetivos: (i) actualizar evaluaciones regionales hechas sobre la peligrosidad sísmica del sitio y; (ii) suministrar la información necesaria para

evaluar la confiabilidad del diseño final. Sobre este Anexo se ha preparado una contribución técnica, sometida a la consideración del Comité Editorial de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat (Grases y Malaver, 2014).

## 4.1.2 Información Disponible

Revisados los resultados de la evaluación regional hecha hace ya unos años, la información disponible se puede resumir en las dos Tablas que siguen. La primera, **Tabla 4.1**, describe el Escenario 1 con la información regional de hace unos años y, la segunda, **Tabla 4.2**, la Peligrosidad Sísmica que se obtiene para el sitio de interés al emplear ese primer escenario.

**Tabla 4.1** Escenario Sísmico según Estudio Regional (Escenario 1)

Fuente Sismogénica	Menor Distancia al Sitio de Interés (km)	Sismicidad de las Fuentes		Contribución a la Peligrosidad Sísmica en el Sitio de Interés para el valor $A_0$ indicado		
		$M_{\text{máx}}$	$\lambda_{\geq 4}$ (1/año)	0.01g	0.03g	0.05g
FA	73	6.9	0.60	0.67	0.81	0.92
FB	60	6.5	0.46	0.23	0.18	0.08
FC	300	8	1.48	0.09	0.01	--
FD	250	6.8	0.59	0.01	--	--

**Tabla 4.2** Resultados del Cálculo de la Peligrosidad Sísmica en el Sitio de Interés, Empleando la Información del Escenario 1 (Tabla IV.1)

Período Medio de Retorno (años)	Aceleración Máxima del Terreno $A_0$ (g)	Rango de Aceleraciones del Terreno (g)	Probabilidad de Ocurrencia en 50 años
100	0.01	0 - 0.01	0.08
475	0.03	0.01 - 0.03	0.82
1000	0.05	0.03 - 0.06	0.07
2500	0.07	0.06 - 0.10	0.02
5000	0.10	0.10 - 0.15	0.01
--	--	$\geq 0.20$	0

De acuerdo con la **Tabla 4.2** la aceleración máxima del terreno que satisface el criterio del 10% de excedencia en 50 años es igual a 0.03g; o sea, 30 gal, que es un valor asociado a vibraciones sentidas por el hombre sin mayor riesgo de generar daños en edificaciones. Para el caso de un terminal de gas licuado, los movimientos de diseño no deben ser inferiores a retornos del orden de 5000 años, que serían aceleraciones no inferiores a 0.10 g.

### 4.1.3 Resultados del Estudio de Sitio

En fecha reciente se llevó a cabo una investigación sobre posibles fuentes sísmicas en un radio de unos 80 km a la redonda del sitio de interés. Se identificaron 40 fallas geológicas, de las cuales por su asociación con epicentros registrados en el área durante los últimos 70 años, en el Estudio de Sitio se recomendó considerar 20 como activas. Se obtuvo así el Escenario 2 el cual se da en la **Tabla 4.3**. De las 20 nuevas fuentes sísmicas, solo 9 contribuyen de modo significativo en el Sitio de Interés; éstas se han identificado como F1 a F9 y se dan en la **Tabla 4.3**.

Con ese segundo escenario, considerado más realista, la Peligrosidad Sísmica resultante es la que se sintetiza en la **Tabla 4.4**. La aceleración del terreno a considerar para un sismo de 5000 años resulta ser 0.22g, la cual es 2.2 veces mayor que la obtenida en el estudio regional.

**Tabla 4.3** Nuevo Escenario Sísmico (Escenario 2)

Fuente Sismogénica	Menor Distancia al Sitio de Interés (km)	Sismicidad de las Fuentes		Contribución a la Peligrosidad Sísmica en el Sitio de Interés para el valor $A_0$ indicado		
		$M_{\text{máx}}$	$\lambda_{\geq 4}$ (1/año)	0.10g	0.20g	0.28g
FA	73	6.9	0.60	0.04	0.01	--
FB	60	6.5	0.46	--	--	--
FC	300	8	1.48	--	--	--
FD	250	6.8	0.59	--	--	--
F1	2	5.8	0.003	0.16	0.18	0.20
F2	3	5.7	0.002	0.15	0.16	0.18
F3	4	6.5	0.003	0.14	0.16	0.18
F4	9	6.2	0.002	0.09	0.10	0.11
F5	30	5.4	0.003	0.08	0.08	0.07
F6	20	6.0	0.0025	0.07	0.07	0.07
F7	10	5.7	0.002	0.07	0.06	0.06
F8	6	5.4	0.001	0.04	0.05	0.06
F9	22	5.8	0.003	0.07	0.06	0.05
La contribución de las 11 nuevas fallas restantes en el sitio de interés de la F10 a la F 20, es marginal:				0.09	0.07	0.02

**Tabla 4.4** Resultados del Cálculo de la Peligrosidad Sísmica en el Sitio de Interés, Empleando la Información del Escenario 2 (Tabla 4.3)

Período Medio de Retorno (años)	Aceleración Máxima del Terreno $A_0$ (g)	Rango de Aceleraciones del Terreno (g)	Probabilidad de Ocurrencia en 50 años
100	0.05	0 - 0.01	0.010
475	0.11	0.01 - 0.03	0.075
1000	0.14	0.03 - 0.06	0.59
2500	0.17	0.06 - 0.10	0.21
5000	0.22	0.10 - 0.15	0.07
10000	0.28	0.15 - 0.20	0.025
--	--	0.20 - 0.28	0.015
--	--	> 0.28	0.005

#### 4.1.4 Evaluación del Riesgo

A modo de ilustración, en lo que sigue se dan los resultados de la evaluación de la confiabilidad de un Proyecto hecho con la información de Escenario 1, mayorado por un Factor de Importancia 2.0. Para esas acciones se ha supuesto una vulnerabilidad caracterizada por las probabilidades condicionales de alcanzar un Estado de Desempeño Indeseado (EDI) que se dan en la segunda columna de la **Tabla 4.5**.

**Tabla 4.5** Cuantificación de Alcanzar un Estado de Desempeño Indeseable (EDI) en 50 años de Vida Útil

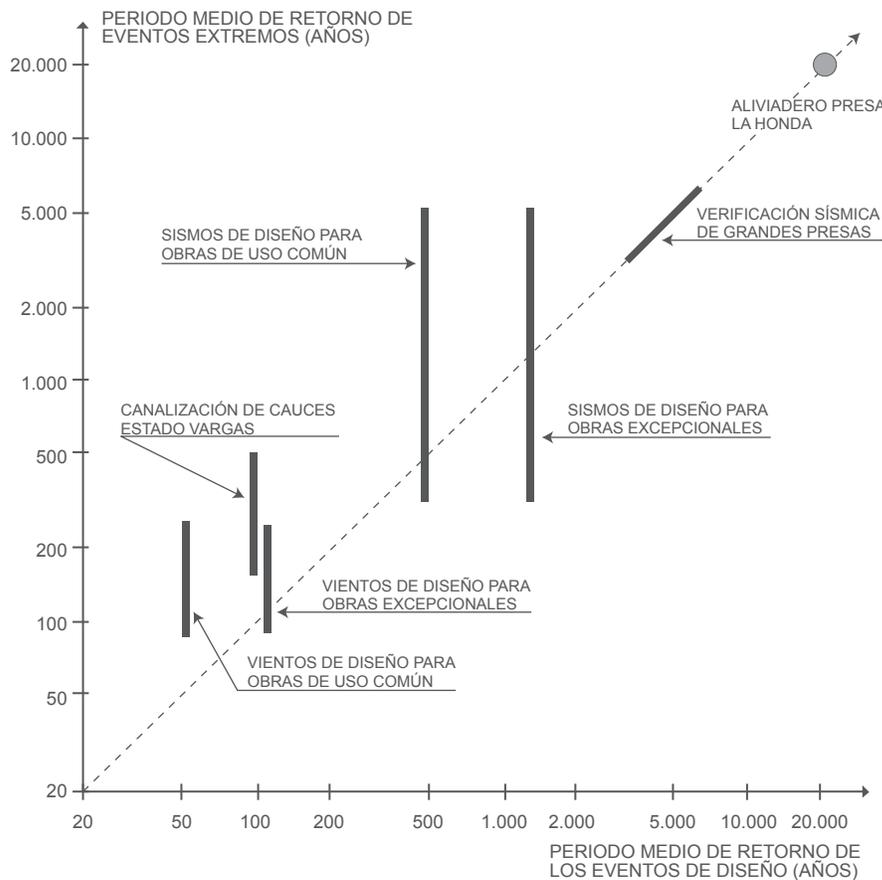
$\Delta a_i$ (g)	P[EDI/ $\Delta a_i$ ] (%)	[P(EDI/ $\Delta a_i$ ) . P( $\Delta a_i$ en 50 años)]	
		Escenario 1	Escenario 2
< 0.010	0.05	$0.04 \times 10^{-3}$	$0.005 \times 10^{-3}$
0.01 - 0.03	0.2	$1.64 \times 10^{-3}$	$0.15 \times 10^{-3}$
0.03 - 0.06	1	$0.7 \times 10^{-3}$	$5.9 \times 10^{-3}$
0.06 - 0.10	5	$1 \times 10^{-3}$	$10.5 \times 10^{-3}$
0.10 - 0.15	20	$2 \times 10^{-3}$	$14.0 \times 10^{-3}$
0.15 - 0.20	50	0	$12.5 \times 10^{-3}$
0.20 - 0.28	100	0	$15 \times 10^{-3}$
> 0.28	100	0	$5 \times 10^{-3}$
Probabilidad de alcanzar el EDI en 50 años:		$\Sigma = 5.38 \times 10^{-3}$	$\Sigma = 63.06 \times 10^{-3}$

Los productos de esa segunda columna por las correspondientes probabilidades de ocurrencia en 50 años de la última columna de la **Tabla 4.2** y de la última columna de la **Tabla 4.4**, conducen a los valores de la sumatoria:

$$P [\text{EDI en 50 años}] = \sum [P (\text{EDI}/\Delta a_i) \cdot P (\Delta a_i \text{ en 50 años})] \quad (4.1)$$

para los rangos de  $\Delta a_i$  indicados en la **Tabla 4.5**.

En la **Figura 4.1** se comparan los períodos medios de retorno de eventos extremos con los períodos medios de retorno de los eventos o acciones de diseño, según criterios predominantes a finales del siglo pasado. Obsérvese que, por ejemplo, en el caso de los sismos, se han señalado como eventos extremos, sismos con períodos medios de retorno de 5000 años, independientemente de su contribución a la amenaza.



**Figura 4.1** Riesgos aceptados en los criterios de diseño (Elaboración propia)

### 4.1.5 Lecciones del Caso

La vulnerabilidad señalada en la segunda columna de la **Tabla 4.5** ha sido supuesta con la asistencia de un Ingeniero Mecánico que conoce los procesos asociados. La diferencia entre los riesgos obtenidos en las dos últimas columnas de la **Tabla 4.5** revela que el riesgo de alcanzar un Estado de Desempeño Indeseable (EDI) con la información del Escenario 1 ( $5.38 \times 10^{-3}$ ) no hubiese sido representativo del valor más confiable obtenido con los resultados de los Estudios de Sitio incorporados en el Escenario 2 ( $63.06 \times 10^{-3}$ ).

El ejemplo ilustra la importancia de aprovechar la experticia de profesionales de la Tectónica Activa en la formulación de modelos sismotectónicos dirigidos a los Estudios de Sitio.

## 4.2 Desplazamientos Permanentes del Terreno en Zona Industrial

### 4.2.1 Descripción del Caso

Se trata de una extensa área ubicada en la zona centro-norte de Venezuela, la cual está afectada por la interacción de las Placas Tectónicas del Caribe y Sudamérica. En una parte del sistema de fallas activas, se generó una laguna de naturaleza “endorreica”. El volumen de agua almacenado por esa laguna, mantuvo su tendencia al abatimiento, hecho este constatado desde inicios del siglo XIX. Aparentemente el drenaje natural del área era hacia el sur, por el río Pao, vía el denominado “desparramadero”, ubicado al oeste de la laguna. En esa zona, el río Cabriales terminó cambiando su rumbo hacia la laguna, debido a cambios en la topografía por subsidencia u otros mecanismos tectónicos, lo cual interrumpió ese drenaje natural.

En tiempos remotos, se estima que esta laguna habría alcanzado una cota máxima de 440 m.s.n.m. Hacia inicios del siglo XVIII, la mancha de agua estuvo cercana a los 427 m.s.n.m., alcanzando hacia los años 70 del siglo pasado, una cota de alrededor de 404 m.s.n.m. Hacia 1978 aproximadamente, la cota del lago revertió esa tendencia. Se inició un incremento en el nivel del agua que, en los últimos 30 años, ha alcanzado cotas de 10 a 12 m más elevadas, consecuencia de la descarga masiva de aguas provenientes de un nuevo acueducto regional, que abastece extensas áreas urbanizadas, con una población del orden de 2 millones de habitantes.

Hace unos 60 o más años, la parte descubierta por el decrecimiento de la cota de agua, fue seleccionada para la ubicación de industrias livianas, las cuales ocupan un área de unos 4 x 5 km (2000 hectáreas).

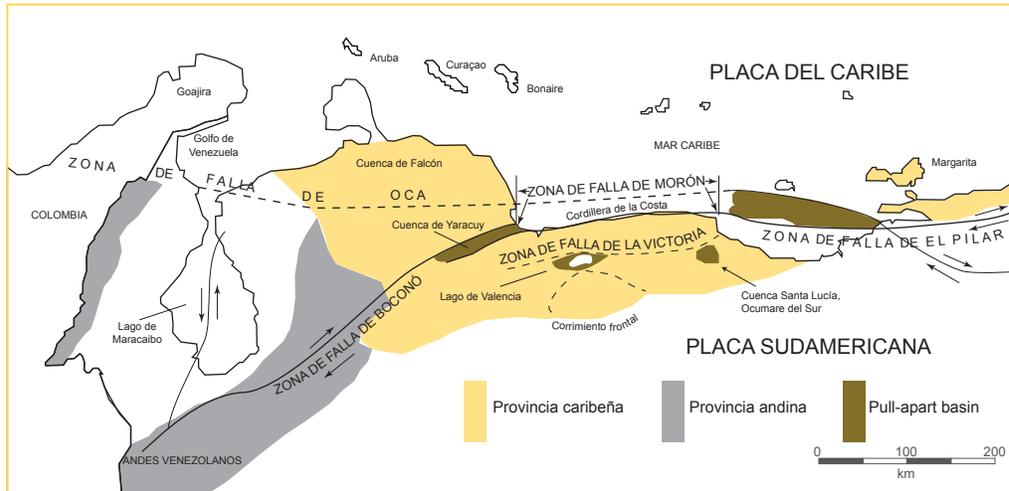


Figura 4.2 Zona de fallas tectónicas activas y cuenca del lago endorreico (Elaboración propia, según datos de Schubert, 1988)

## 4.2.2 Consideraciones Tectónicas y Eventual Sismicidad Inducida

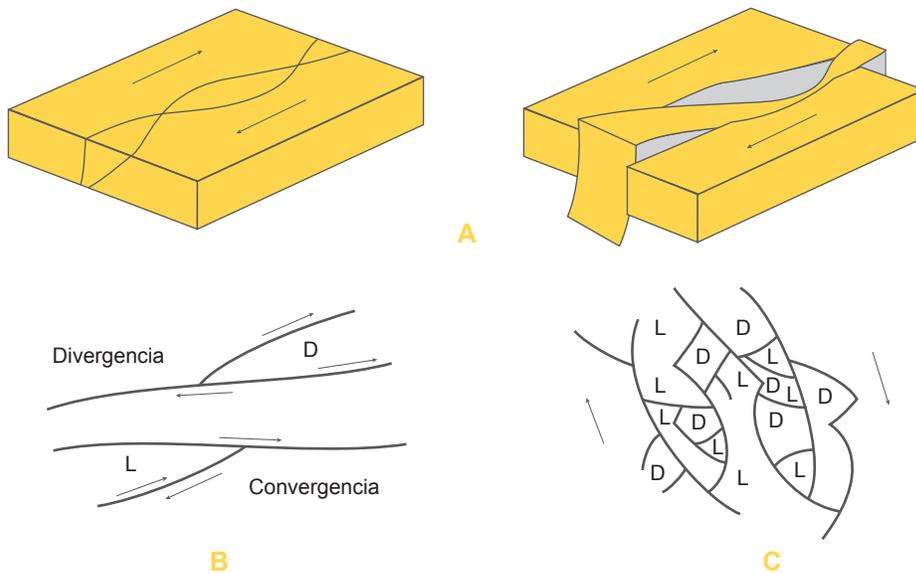
Interpretaciones sobre el origen de este lago endorreico, realizadas por investigadores conocedores de la geología y tectónica de la región, postularon que la misma se conformó por fenómenos de tectónica anastomozada (la calificación de “anastomosis” (anas/thomos) significa que el sistema de fallas carece de planos (“thomos”). Además, superficialmente puede presentar levantamientos y hundimientos. Tal configuración tectónica forma parte del sistema de fallas transcurrentes, sub-paralelo al borde sur de la interacción de placas Caribe-Suramérica. En la **Figura 4.3** se ilustra lo anterior. Obsérvese que el mecanismo Tipo A muestra el caso anastomozado de una falla de tipo dextral.

Esto explicaría la presencia de fallas geológicas activas, tanto en las riberas como en el lecho del lago, generadoras de sismos moderados algunos de ellos localmente sentidos.

En la **Figura 4.4.a** se presenta un mapa de la sismicidad registrada entre 1982 y 1996, lapso durante el cual la red de registro en la región de interés se densificó respecto a períodos anteriores. En la **Figura 4.4.b** se amplifica la parte correspondiente a la zona donde se encuentra la laguna.

Dado que el volumen de agua y el incremento en la presión hidrostática reducen el esfuerzo efectivo, es posible que se trate de sismicidad inducida, similar a la que se ha venido

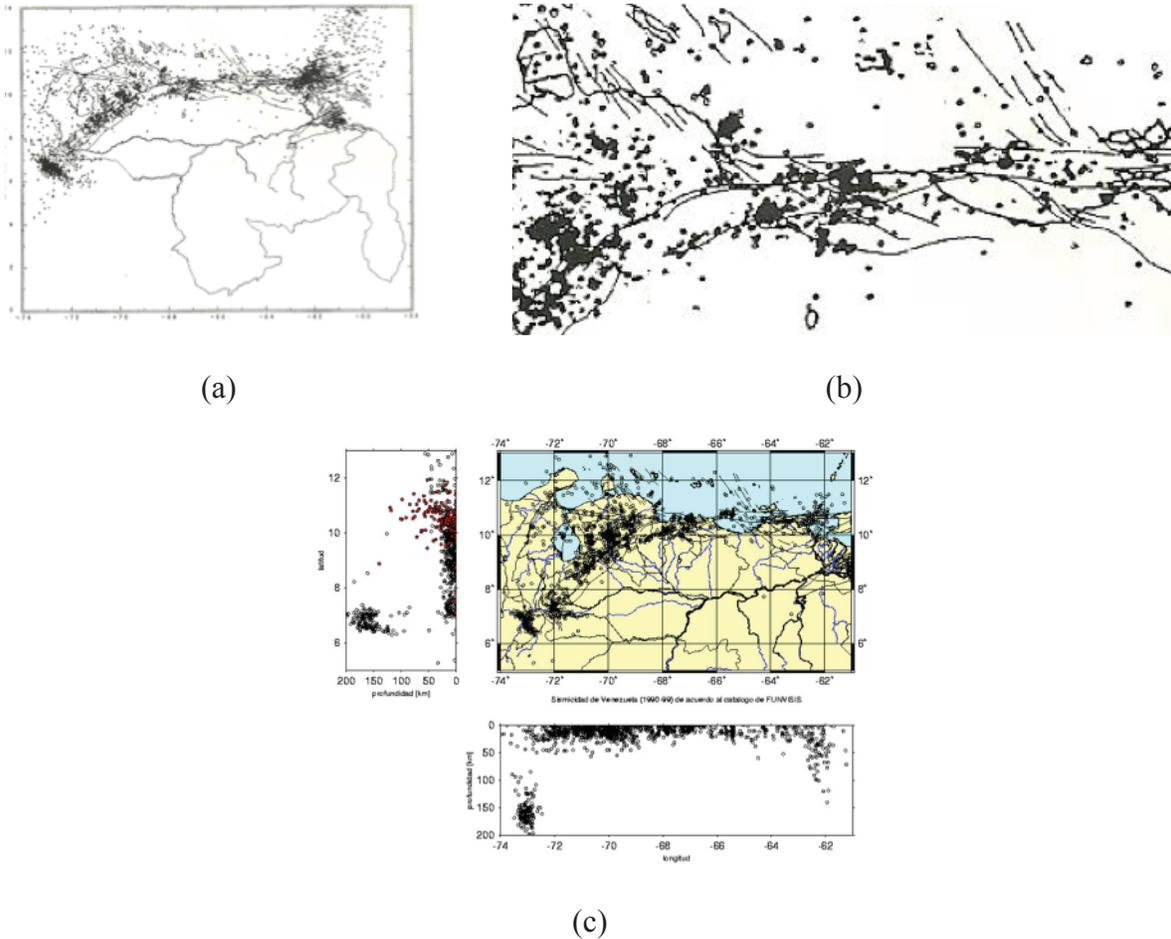
generando en la presa de El Guri (presa ubicada al sur de Venezuela, en el estado Bolívar, zona esencialmente no sísmica), cuando hay cambios importantes en la cota de agua (**Figura 4.5**). Esta hipótesis no es descartable, vistas las características tectónicas recién descritas. Como evidencias de esta actividad destacan: (a) el registro de pequeñas tormentas de sismos, con foco muy somero, y magnitudes mayoritariamente inferiores a 4, así como roturas visibles en la vialidad de la región debidas al desplazamiento de fallas geológicas, y; (b) la percepción ocasional de “choques” verticales, de muy corta duración, descritos por obreros que trabajan en el área industrial mencionada.



**Figura 4.3** Posibles mecanismos de formación de cuencas (Elaboración propia, según datos de Schubert, 1986).

### 4.2.3 Sedimentos

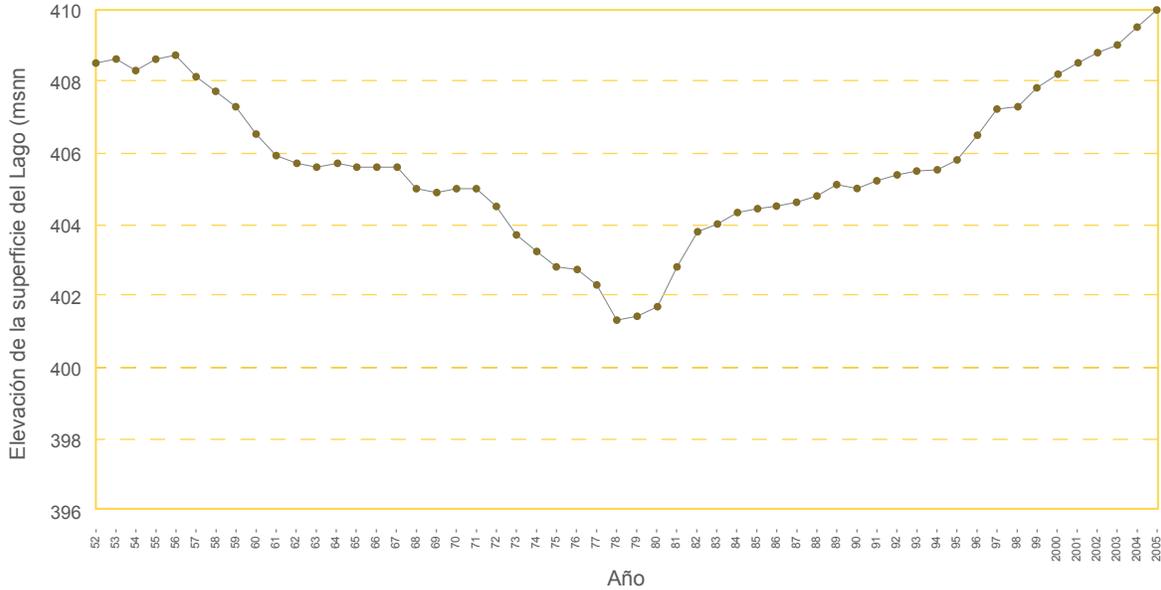
Dado que los drenajes de las cuencas que convergen a esta laguna, se generan por las zonas de alivio en las partes más bajas de sus costas, se han acumulado allí estratos de sedimentos de gran espesor, en proceso de consolidación. Ellos retienen el registro prehistórico de eventos y paleo-climas de la región. En el caso de esta laguna, los sedimentos pueden alcanzar hasta unos 1000 m, predominantemente constituidos por arcillas limosas y arenas finas. Perforaciones de hasta 7.4 m de profundidad en el fondo del lago, alcanzaron sedimentos de 13 mil años de edad; con ello se han estimado las velocidades de desplazamiento de las fallas que allí se encuentran.



**Figura 4.4** (a y b) Epicentros registrados en Venezuela (1982-1996) (Fuente. H. Rendón et al., 1997); (c) Ampliación de la región norte-central del país, zona del estudio (Fuente: Archivo Funvisis)

#### 4.2.4 Evaluación de una Trinchera Ortogonal a una Falla activa

El desplazamiento de una de esas fallas en áreas de terreno expuestas, situadas hacia la margen occidental de la laguna, está evidenciado por el desplazamiento del pavimento de una carretera, cuyos daños deben ser reparados periódicamente. La ubicación de esta falla puede considerarse que se encuentra hacia el borde sur de la mencionada área industrial, siguiendo un rumbo esencialmente Este-Oeste.



**Figura 4.5** Cambios en la Cota de agua del Lago de Valencia (Fuente: Ramírez O., 2006)

En un área adyacente a esta carretera, separada de la misma por una cerca tipo “ciclón” con orientación Norte-Sur, se identificó la acumulación de desplazamientos verticales entre las dos facies de la falla; el lado o bloque Norte de la falla, a mediados del año 2006 presentaba asentamientos del orden de 1.5 a 1.8 m. Por tal motivo se procedió a la excavación de una trinchera ad-hoc, con rumbo Norte-Sur, paralela a la cerca tipo “ciclón”, es decir normal al rumbo de la falla activa.

El examen de las caras de la trinchera permitió constatar desplazamientos verticales acumulados de unos 30 a 40 cm, con el bloque Norte deprimido. No se tomaron muestras con fines de datación, para cuantificar las tasas medias de desplazamientos verticales u horizontales.

### 4.2.5 Otras Evidencias de Desplazamiento del Terreno

Además de las múltiples fisuras en pavimentos y algunas paredes, entre las evidencias de desplazamiento más importantes, se encuentran las siguientes: (i) asentamientos en la parte central de un tanque elevado de almacenamiento de agua, con progresiva desconexión de elementos conectado en forma telescópica; (ii) la rotación de la base de un chaguaramo, cuyo tronco se inclinó unos 30° respecto a la vertical; esta rotación, irreversible, no fue seguida por su copa o cogollo, cuyo crecimiento fue vertical y actualmente alcanza unos 3 a 4 m de longitud (**Figura 4.6**; estudios hechos por el profesor Leandro Aristiguieta (2002)

permitieron concluir que el tiempo necesario para que creciese esa extensión de la copa era de 25 a 30 años; (iii) el desplazamiento permanente de una tubería de unos 30 cm de diámetro, dispuesta en dirección Norte-sur, que cruza la traza de la falla mencionada anteriormente; las evidencias revelan claramente un desplazamiento transcurrente dextral, del orden de 30 a 40 cm en esta tubería, de unos 60 a 70 m de largo (**Figura 4.7**); (iv) en obras de un nuevo urbanismo, unos 4 a 5 km más al oeste, los desplazamientos permanentes en aceras y calles con pocos años de construidas, mantenían en suspenso ese desarrollo urbano.

### 4.2.6 Posibles Agravantes Relacionados a los Asentamientos Constatados

Como quedó dicho en un comienzo, el área seleccionada como zona a ser urbanizada estuvo bajo el agua hasta tiempos relativamente recientes. Por tanto, el progresivo retiro de la línea de playa inició un lento proceso de consolidación y escorrentía.

Adicionalmente, y por limitaciones en la capacidad de suministro de agua a las industrias allí instaladas, en cada una de ellas se instalaron sistemas de extracción de aguas subterráneas. Con una demanda del orden de 2 mil m<sup>3</sup>/día por planta, esto ocasionó un abatimiento estimado en 150 m del nivel freático en un tiempo del orden de 40 a 50 años, llegando la cota del freático a unos - 200 m de profundidad. Esta perturbación seguramente se manifestó en asentamientos generalizados en la zona.

### 4.2.7 Asentamientos en Superficie

Desde finales de los años 70, se conocen reportes de pronunciados asentamientos en instalaciones del área. La reparación de sus efectos en instalaciones industriales no siempre se logró con la necesaria garantía de estabilidad, por las dificultades en la comprensión del fenómeno.

Las instalaciones afectadas se localizaron mayoritariamente en una franja con rumbo dominante Este-Oeste, de unos 200 a 300 m de ancho. Posiblemente asociados a lineamientos tectónicos activos, aun cuando esto no ha sido confirmado por estudios concluyentes. En cualquier caso, la ya mencionada microsismicidad del área, seguramente contribuyó a acentuar esta perturbación en superficie.

En las zonas más afectadas, las tasas de asentamiento del terreno fueron monitoreadas con mediciones topográficas. Éstas alcanzaron valores hasta de unos 3 a 4 cm/año. Valores tan elevados fueron atribuidos a la conjunción del abatimiento del nivel freático y los efectos

de consolidación debido a microtemblores con fuente en los lineamientos tectónicos activos mencionados. Tales fenómenos aún limitan el cabal funcionamiento de algunas de las industrias allí instaladas.



**Figura 4.6** Inclinación hacia el Norte del tronco de un Chaguaramo y crecimiento posterior a la Rotación de la Base (Fotografía: José Grases)

### 4.2.8 Pronóstico

Si la hipótesis de sismicidad inducida es válida y se logra estabilizar la cota de agua del Lago alrededor de los 412 m.s.n.m. (actualmente se está construyendo un túnel de transvase hasta un embalse cercano), cabe esperar una reducción en la frecuencia de sismos locales, lo cual debería tender a reducir la tasa de asentamiento del terreno. Por la naturaleza de ese subsuelo, con el tiempo, los asentamientos, aún sin sobrecargas, nunca llegarían a ser nulos; podrían alargarse los tiempos entre intervenciones y rehabilitaciones, reduciendo el costo anual de los mismos.

En caso de que la frecuencia de sismos se mantuviese como en la actualidad, al igual que las tasas de asentamiento, habría que condenar edificaciones que estén dentro de las franjas de mayor desplazamiento vertical permanente.



Figura 4.7 Desplazamiento Dextral de una Tubería de Servicio (Fotografía: José Grases)

### 4.2.9 Lecciones de este Caso desde el Punto de Vista de los Estudios de Sitio

Con la información disponible descrita, el origen de los problemas surgidos en esta extensa área ocupada por industrias livianas implica la aceptación de algunas hipótesis no comprobadas.

La identificación de las lecciones de este caso no es inmediata. Acaso habría que comenzar por evaluar algunos interrogantes. Por ejemplo: ¿qué estudios debían haber sido emprendidos antes de conceder autorización para desarrollar con fines urbanos esa extensa área? Puestos a 60 o más años de distancia, nuestra información en aquel entonces sobre algunos de los temas mencionados, era sin duda, muy limitada y, por tanto, más limitada aún la capacidad de los profesionales responsables para orientar estudios con fines preventivos. Poco o nada se sabía sobre cuatro temas fundamentales de este caso: (i) la existencia de fallas geológicas activas que cruzaban la laguna; (ii) el riesgo de sismicidad inducida en caso de que esta hipótesis sea efectivamente comprobada; (iii) tampoco era de prever que la tendencia al desecamiento de la laguna podría revertirse en algún momento e iniciarse un crecimiento en la cota de agua,

al punto que se han tenido que construir diques para que no inunde zonas pobladas, y; (iv) que por necesidades de las industrias allí instaladas, el nivel freático en el área sufriría un abatimiento hasta los -200 m.

En el supuesto de que se hubiesen detectado lineamientos tectónicos, a 60 años de distancia no se contaba con la experiencia sobre estudios de sitio y sismicidad inducida que se tiene hoy en día. Aquí se ha descrito el caso, el cual no se puede considerar cerrado pues aún está en desarrollo. Se deja como ejemplo de la importancia que pueden tener los Estudios de Sitio.

## **5. OBSERVACIONES Y PROPOSICIONES PARA LA ACTUALIZACIÓN DE LAS NORMAS**



Del intercambio y revisión de modernos documentos normativos aprobados en países americanos, destaca la influencia que en los aspectos aquí tratados ha tenido el documento ASCE/ASI 7:2010, resultado de la interacción de centenares de investigadores y profesionales de ese país durante varios años. Es la razón por la cual como primer aspecto a tratar en este Capítulo 5 no debe obviarse la caracterización de los eventos extremos considerados, una novedad con relación a criterios que aún sustentan normas no actualizadas de nuestro continente.

## 5.1 El Documento ASCE/ASI 7:2010

En este documento, la estrategia de diseño relativa a los movimientos máximos del terreno, parte de un nuevo enfoque. Se consideran allí los efectos más severos debidos a sismos, los cuales pueden ser definidos de dos modos diferentes. El primero es denominado (Risk-targeted maximum considered earthquake,  $MCE_R$ , ground motion response acceleration) cuyo significado es aclarado en el texto como: los efectos sísmicos más severos considerados en esta Norma, determinados según los resultados de la máxima respuesta a los movimientos horizontales del terreno, que apuntan a un cierto riesgo esperado.

Se señala que en la Sección 21.2 de ese documento, quedan descritos procedimientos para los estudios de sitio. Esa Sección 21.2 tiene como título: (Risk-targeted maximum considered earthquake,  $MCE_R$ , ground motion hazard analysis). Se explica allí, que el análisis de peligrosidad debe tomar en consideración la tectónica, geología y sismicidad de la región, las tasas de recurrencia esperadas y máximas magnitudes de los sismos asociados a las fallas conocidas, las características de la atenuación de los movimientos máximos del terreno, los efectos de fuentes cercanas, así como los efectos de las condiciones del terreno en los movimientos en superficie. El análisis debe incorporar las interpretaciones actuales sobre tectónica y mecanismos focales, incorporando en el cálculo las incertidumbres de los modelos y parámetros de las fuentes sísmicas, todo lo cual deberá quedar documentado en un Informe detallado.

Adicionalmente en la Sección 21.2.1 de ASCE, se indica que los espectros probabilistas de respuesta de aceleraciones, se deben tomar como la aceleración espectral de respuesta en la dirección de la máxima respuesta horizontal, representada por un espectro de respuesta de aceleraciones con 5% de amortiguamiento, que se espera logre una probabilidad de colapso no mayor de 1% en un horizonte de 50 años. Para los propósitos de esa Norma ASCE, las ordenadas del espectro probabilístico de respuesta del terreno se determinarán por uno de los dos métodos allí indicados (Secciones 21.2.1.1 y 21.2.1.2).

De las dos alternativas, la empleada con más frecuencia es la de la Sección 21.2.1.2 según la cual: (i) para cada período del espectro de respuesta, para el cual la aceleración es

calculada, las ordenadas del espectro probabilístico de respuesta del movimiento del terreno se determinarán a partir de la integración iterativa de una curva de amenaza específica para el sitio; (ii) esta curva debe describir una función de densidad de probabilidades log-normal, representativa de la curva de fragilidad de colapso (o sea, la probabilidad de colapso función de la aceleración espectral de respuesta); (iii) la ordenada del espectro probabilístico de respuesta del movimiento del terreno, para cada período, debe alcanzar un 1% de probabilidad de colapso en un horizonte de 50 años para una fragilidad al colapso que tenga: (a) un 10% de probabilidad de colapso en la mencionada ordenada del espectro probabilístico de respuesta del movimiento del terreno, y; (b) un valor de la desviación estándar logarítmica igual a 0.60; aun cuando no indicado, es bien sabido que se trata de logaritmos neperianos.

Resulta evidente que este enfoque está alejado del que se empleó durante las décadas de los ochenta y noventa del siglo pasado, esencialmente sustentado en espectros normalizados obtenidos por el profesor Ugas en Berkeley, adoptados en el ATC del año 1978; fueron publicados por vez primera en Caracas (Ugas, 1974) y luego en California (Seed, Ugas and Lysmer, 1974).

## 5.2 Síntesis de Observaciones Relevantes

En este trabajo se han hecho comparaciones entre diferentes documentos normativos vigentes en algunos países de América Latina y, como referencia comparativa, se ha hecho énfasis en la última Norma ASCE/SEI 7:2010 recién mencionada. A continuación se anotan aspectos relevantes que merecen atención en una eventual actualización de documentos normativos.

- a. A lo largo de las últimas 4 décadas se conocen efectos de sismos sucedidos en diferentes zonas reconocidamente sísmicas, algunos de los cuales han alcanzado efectos catastróficos. Buena parte de los citados efectos, sean directos o indirectos, temporales o permanentes, no están incorporados en documentos vigentes de nuestra América. Algunos de ellos merecen atención, o la recomendación de su evaluación, por medio de los llamados Estudios de Sitio (véase la **Tabla 1.1**).
- b. En las Secciones iniciales de las Normas de Ecuador y Costa Rica, acertadamente se hace un llamado de atención a los proyectistas de las estructuras, acerca de la responsabilidad que implica la toma de decisiones: “a la hora de aceptar ciertas hipótesis”. Tal responsabilidad es particularmente pertinente cuando el proyectista se ve ante la necesidad de tomar decisiones entre alternativas de solución, que no deben perder de vista tanto la confiabilidad estructural, como aspectos propios de la optimización de la inversión.

- c. La caracterización de la peligrosidad sísmica a nivel de suelos tipo roca, así como la incorporación de diferentes condiciones del subsuelo, se ha modificado múltiples veces a lo largo de las últimas décadas. El esquema adoptado por algunas normas, como la venezolana, de una zonificación basada exclusivamente en la aceleración máxima del terreno, no resulta ser la más representativa de la peligrosidad sísmica con fines de diseño estructural. En particular las ordenadas espectrales para el rango de períodos en exceso de 1.5 a 2 segundos, en sitios donde las condiciones del subsuelo sean aluviones recientes, pueden sufrir amplificaciones que no quedaban debidamente reflejadas con el empleo de los espectros normalizados.
- d. De lo anterior se desprende que, la metodología más reciente para la obtención de los espectros de respuesta elástica para el diseño sismorresistente, ha superado procedimientos basados en espectros normalizados, aún vigentes en algunos documentos normativos.
- e. Durante los últimos años de la última década, en la literatura especializada se ha ofrecido un importante volumen de resultados de nuevos estudios, que permiten mejorar el pronóstico de las acciones sísmicas de naturaleza vibratoria con fines de diseño estructural, incorporando las características del subsuelo local y sus incertidumbres asociadas. Se logran obtener así los espectros de amenaza uniforme, objetivo implícito en la caracterización descrita en esta Sección.
- f. En la Norma ASCE/ASI 7:2010 la obtención de los espectros de respuesta elástica ha sido resuelta en forma conservadora e incorpora los efectos desfavorables de los grandes sismos distantes en depósitos aluvionales recientes, así como los de sismos cercanos al sitio de interés. Para ello, en la citada Norma ASCE se han considerado acciones del terreno asociados a períodos medios de retorno de 2500 años. Se destaca la influencia que el factor de importancia ( $\alpha$ ) tiene en las probabilidades de excedencia o períodos de retorno; factores de importancia de 1.5 típicamente conduce a acciones sísmicas con períodos medios de retorno unas 5 veces mayores que los 475 años generalmente adoptados como riesgo aceptable.
- g. Las dos últimas frases del punto anterior están ligadas a lo que se ha denominado “el diseño conceptual”. Tal estrategia de diseño, o la verificación de su cumplimiento, generalmente es expuesta como “desiderátum” -un conjunto de objetivos deseables sobre el desempeño estructural- en los documentos consultados. En pocos casos se establece la forma de cuantificarlos y dentro de qué límites son aceptables sus valores. Esta es una tarea que merece atención, pues condiciona la validez de las medidas preventivas.
- h. En términos generales la estrategia de diseño de las Normas revisadas son similares, así como la caracterización de los grandes sistemas estructurales reconocidos.

En la mayoría de los citados documentos, el nivel de desagregación de sistemas estructurales es detallado, a diferencia de otros donde las descripciones de los sistemas son simplificados. Los “Niveles de Diseño” establecidos en algunas normas, persiguen funciones similares a los de la “Categoría de Diseño Sísmico” de la Norma ASCE/ASI 7:2010. Se destaca en el Informe que las penalizaciones en caso de irregularidades estructurales está bien resuelta en algunas Normas, como es el caso de la Norma COVENIN 1756:2001 de Venezuela.

- i. Aun cuando no desarrollado en esta contribución, se llama la atención sobre requerimientos de normas internacionales recientes donde se exige la cuantificación de la confiabilidad de los diseños. Tal confiabilidad es expresada como complemento de la probabilidad anual de ruina. Salvo que se hagan estudios de sitio, para cumplir este requerimiento será preciso ofrecer a los proyectistas información probabilista que facilite la evaluación de la confiabilidad. Igualmente, parece conveniente incluir, acaso a nivel de Comentario, algún procedimiento simplificado, para evaluar la probabilidad de ruina. Probablemente ambos aspectos deban ser incluidos en futuras actualizaciones de las normas. En el Capítulo 4 se ilustró lo anterior con un ejemplo.
- j. Entre los estudios de sitio, en el Reglamento Colombiano y en la Norma de Ecuador, se dan orientaciones para llevar a cabo la evaluación y remediación de los suelos potencialmente licuables. Esta información resulta de mucha utilidad, pues la presencia de suelos potencialmente licuables y su remediación son medidas preventivas inevitables, menos costosas que un eventual cambio de sitio para evitar condiciones locales indeseables. Sobre el tema de la influencia de las irregularidades topográficas, las recomendaciones encontradas son las que publicó la Norma Francesa en 1990 (AFPS, 1990). En ésta, conocida la geometría de la irregularidad, por ejemplo un fuerte talud inclinado de altura (h) en el tope del cual se desea disponer alguna instalación, el procedimiento descrito permite estimar las amplificaciones y las distancias del borde del talud, dentro de las cuales deben considerarse.
- k. Sobre los sistemas de aislamiento sísmico o de disipación de energía, en el Reglamento NSR-10 de Colombia hay orientaciones específicas para cada uno de los múltiples sistemas que se decidan estudiar. Sistemas empleados en Venezuela, Chile y otros países, son esencialmente de tipo pasivo; o sea, tienen por finalidad reducir la respuesta de la estructura o de la instalación, bien sea por aislamiento o reducción de las vibraciones en la base, o por dispositivos que incrementan el amortiguamiento del sistema. Sus limitaciones, verificación de estabilidad, ensayos que demuestren la bondades del sistema, deberían quedar incluidos en modernas versiones que aún no las hayan incluido.
- l. Para lograr una más completa acción preventiva contra sismos, a corto y largo plazo, se recomienda organizar Cursos Itinerantes en la región latinoamericana, a fin de

promover intercambios más frecuentes, que contribuyan a una mayor interacción de centros universitarios y de investigación en el área de la ingeniería sísmica. Esto constituiría una eficiente contribución dirigida a la reducción de los efectos de eventuales sismos futuros.

### 5.3 Adecuación de los Documentos Normativos. Recomendaciones

En esta Sección se resume observaciones relevantes y recomendaciones a seguir en la elaboración o actualización de documentos normativos, que han sido tratados en este trabajo. Destacan las siguientes:

- i. Responsabilidades. Conviene que el proyectista o usuario de las Normas, encuentre claramente establecido cuales son las responsabilidades que asume en la toma de decisiones. En casos de duda, debe establecer en su Memoria de Cálculo el sustento de su decisión.
- ii. Estudios geotécnicos. En casos donde no se disponga de estudios hechos en el sitio, que claramente clasifiquen el tipo de suelo según el documento vigente para ese momento, el Proyectista deberá tomar decisiones conservadoras en función de las características de la estructura que deba proyectar. Cuando se sospeche que los suelos son potencialmente licuables, las decisiones sobre su eventual adecuación deberán ser establecidas por un especialista en la materia.
- iii. Clasificación del sitio. Tomando en consideración las características del suelo en el sitio, en ASCE se distinguen seis categorías (A, B, C, D, E, F) donde: la categoría A es roca cristalina ( $V_{sp} > 1525$  m/s) con reducciones de 0.80 en los movimientos máximos del terreno que se dan en los mapas de zonación; categoría B ( $760$  m/s  $< V_{sp} \leq 1525$  m/s) es roca y se toma como referencia pues no sufre amplificaciones ni de-amplificaciones; categoría C ( $365$  m/s  $< V_{sp} \leq 760$  m/s) que es un suelo muy denso o roca blanda, el cual sufre pequeñas amplificaciones de hasta 1.2 para aceleraciones en el basamento rocoso de hasta 0.2g; categoría D ( $180$  m/s  $< V_{sp} \leq 365$  m/s) suelo rígido, el cual sufre amplificaciones de hasta 1.6 para aceleraciones en el basamento rocoso hasta de 0.1g; categoría E es un suelo blando, con amplificaciones hasta de 2.5 para aceleraciones hasta de 0.1g en el basamento rocoso. El suelo tipo F es un suelo muy blando que requiere análisis de respuesta dinámica para determinar su respuesta esperada.
- iv. Regresiones de atenuación. La selección de las regresiones de atenuación a ser empleadas en el cálculo de la amenaza sísmica, son función de los mecanismos

focales predominantes, tipo de subsuelo en el sitio de interés y varianzas asociadas. Las funciones de densidad de probabilidades usualmente se ajustan a distribuciones lognormales. Las normas que ofrecen mapas de zonación. Además de las aceleraciones máximas del terreno en suelos tipo categoría B, se dan dos mapas adicionales para ese mismo tipo de suelo: uno para las máximas ordenadas espectrales en la zona de períodos cortos del espectro (0.2 s) y un segundo mapa para las máximas ordenadas espectrales correspondientes a un período de 1.0 s. Cuando las condiciones del sitio son diferentes al suelo categoría B, se ofrecen coeficientes de corrección para la construcción de los espectros en el sitio.

- v. En los estudios de sitio dirigidos al cálculo de la peligrosidad sísmica y siguiendo las recomendaciones de la norma ASCE, deben incorporarse las incertidumbres propias del modelo sismo-tectónico adoptado. Es recomendable cubrir parte de ellas, seleccionando más de un escenario y recomendando los valores ponderados. Este resultado pasa a ser relevante cuando este previsto el cálculo del riesgo sísmico, o sea, la cuantificación probabilista de alcanzar estados indeseables de desempeño.
- vi. Íntimamente relacionado con el punto anterior y tal como también lo recomienda ASCE, cuando se trate de estados extremos como el colapso (inestabilidad de la estructura o instalación) deberán emplearse funciones de fragilidad al colapso representativas del sistema estructural adoptado, sea en curvas continuas o en matrices de probabilidad función de los niveles de amenaza.
- vii. Categorías de Riesgo para Edificaciones y/o Instalaciones. De una manera general, las edificaciones y/o instalaciones se clasifican según el riesgo asociado a un desempeño inaceptable. Organizadas en tres o cuatro grupos, desde aquellas que representan un riesgo muy bajo de pérdida de vidas en caso de que ocurra su ruina (Categoría de Riesgo I), hasta aquellas cuyas fallas o mal funcionamiento bajo la acción de un sismo representen una amenaza sustancial a la comunidad (Categoría de Riesgo IV).
- viii. Factores de Importancia ( $\alpha$ ). Los factores de importancia quedan definidos en función de las Categorías antes mencionadas. Aquellos que exceden la unidad aplican a situaciones donde las pérdidas de vidas puedan ser sustanciales. Queda a juicio de las Comisiones de Normas la selección de los factores de importancia. En el caso de la Norma ASCE, el mayor factor de importancia a ser aplicado es igual a 1.5. Obsérvese que los sismos de diseño para situaciones donde no haya un riesgo sustancial de pérdida de vidas ( $\alpha=1.0$ ) se obtienen multiplicando los espectros del máximo sismo considerado ( $MCE_r$ ) por  $2/3$  y, en caso de proyectar para una estructura con Categoría de Riesgo IV, el espectro de diseño citado debe multiplicarse

por  $\alpha=1.5$  que es la inversa de  $2/3$ . Esto puede expresarse en términos de los períodos medio de retorno del modo siguiente: instalaciones o estructuras a ser proyectadas con  $\alpha=1$ , son movimientos con períodos medios de retorno de 475 años y cuando  $\alpha=1.5$  el período medio de retorno es de 2500 años.

- ix. Estrategias de diseño. Estructuras que satisfagan los requerimientos de la Categoría de Riesgo IV, de acuerdo a lo señalado en la Sección 5.1, quedan asociados a una probabilidad de ruina igual a 1% en 50 años de vida útil.
- x. Categoría de Diseño Sísmico. Es función de la Categoría de Riesgo, asignando máximas exigencias de diseño para la Categoría de Riesgo IV.

## 5.4 Adecuación de la Norma 1756:2001

Los lineamientos señalados en la Sección 5.3 del presente Documento pueden facilitar la adecuación a criterios mejor sustentados en normativas que no están debidamente actualizadas. Es el caso señalado en la Sección 2.7, luego de revisar la Norma COVENIN 1756 vigente. Puede considerarse que esta ha caído en obsolescencia y no se encuentra debidamente sustentada, por ejemplo, para el caso de suelos blandos ubicados a distancias significativas de grandes sismos. Por las razones que se han expuesto, resulta preciso proceder a una actualización o adecuación de esa parte sustancial de la Norma que constituye la caracterización de la amenaza.

En líneas generales, la actualización de la amenaza sísmica en términos de los movimientos del terreno a considerar en el diseño, requiere ejecutar las siguientes tareas:

- a. Elaboración de un modelo sismotectónico que cubra la geografía venezolana y áreas adyacentes hasta unos 150 km de sus fronteras aproximadamente. Se estima que deben modelarse unas 80 a 110 fuentes sismogénicas reconocidas en trabajos especializados sobre el tema.
- b. Incorporación de la información conocida sobre la sismicidad histórica y caracterización de la sismicidad y sismo máximo en cada fuente. Si bien se cuenta con información desde 1530 en adelante, los primeros sismos para los cuales se posee suficiente información como para incorporarlos en esta parte del trabajo son desde 1766 en adelante.
- c. Definición de una cuadrícula de  $12^\circ \times 6^\circ$  dividida en cuartos de grado, lo cual arroja unos 1150 puntos aproximadamente.

- d. En cada uno de esos puntos se debe calcular la tasa media de excedencia para regresiones de atenuación en suelos calificados como B en la Sección 5.3, desde 475 a 5000 años.
- e. Ajustar en cada una de ellas las parejas de valores  $a^*$  y  $\gamma$ , que faciliten la caracterización de la peligrosidad sísmica para los estudios de confiabilidad, en la forma que se da en la Norma COVENIN 3621:2000, ejemplificada en la fórmula (2.3).
- f. Con la información obtenida es preciso validar los llamados Factores de Sitio. O sea, empleando la Clasificación de Suelos que se da en la Tabla 3.3 o en la Sección 5.3 (iii), cuantificar la influencia que las condiciones locales del subsuelo tengan en las ordenadas espectrales entre  $T_0$  y  $T^*$  (períodos cortos) y para  $T = 1.0$  s (períodos intermedios), para diferentes niveles de intensidad del movimiento esperado.

Obsérvese que la información evaluada en la forma indicada en las Sección 2.1.3, permite seleccionar los Factores de Importancia o de Uso ( $\alpha$ ) de empleo corriente en todas las Normas, en función de los períodos medios de retorno o riesgos tolerables cuando así se establezcan.

## 5.5 Programa Preliminar de Trabajo

A continuación se presenta un esquema preliminar de trabajo para abordar la actualización de la amenaza sísmica de documentos normativos. Se ejemplifica aquí con el caso de las normas Venezolanas, aun cuando en términos generales es igualmente válida para otras normas que hayan entrado en obsolescencia en la parte que corresponde a la amenaza sísmica.

- 1) Conformación de un primer modelo sismotectónico actualizado, incluidas áreas de costas, si es el caso. Validación con la sismicidad regional. Identificación de fuentes con mayor incertidumbre para elaborar un segundo modelo sismo-tectónico Aproximadamente: Mes 1 a Mes 3.
- 2) Selección de las regresiones de atenuación a ser empleadas, desviaciones estándar y criterios para definición de “distancias” a fuentes cercanas: Mes 2 y Mes 3.
- 3) Elaboración de subrutinas para organizar la información necesaria: sismos máximos probables, geometría de fallas, sismicidad de fuentes sismogénicas: Mes 3 y Mes 4.
- 4) Programas para la graficación e interpolación de valores para trazar las curvas “iso”:  $S_{a0.2}$  s,  $S_{a1.0}$  s,  $a^*$ ,  $\gamma$ , así como otros parámetros eventuales: Mes 4 y Mes 5.

- 5) Validación de los Factores  $F_a$  y  $F_v$ , y organización en formato de la Norma: Mes 6.
- 6) Elaboración de Informe y propuesta de adecuación de la Norma: Mes 6 y Mes 7.







## Aceleraciones Máximas del Terreno Tipo Roca. Comparación entre Valores Inferidos de los Espectros de Respuesta y Valores Leídos en los Mapas de PGA del Documento ASCE/ASI 7:2010, para Períodos Medios de Retorno de 2475 años

### A.1 Objetivo

La aplicación de la nueva Norma ASCE/ASI 7:2010, permite obtener los valores de los espectros de respuesta en terrenos tipo roca (Soil Type B). Para ello en la citada Norma se dan los Mapas de las Figuras 22-1 a 22-6. De la rama especificada para los períodos más pequeños del espectro (Figura 21.2-1) es posible inferir la ordenada espectral para período 0.0 s, la cual es equivalente a la aceleración máxima del terreno aquí designada ( $PGA_{\text{inferida}}$ ) ó ( $A_{o, \text{inferida}}$ ).

En lo que sigue, se compara el valor anterior con el valor equivalente, para el mismo tipo de suelo y período medio de retorno, que se da en los Mapas de las Figuras 22-7 a 22-10 de la citada Norma ASCE/ASI 7:2010. Este valor, es el de referencia a ser empleado en los estudios geotécnicos exigidos en las Categorías de Diseño Sísmico D, E y F, que son las Categorías de Diseño más exigentes en el citado documento de ASCE/ASI 7:2010. También se evalúa aquí la influencia de cambios en las condiciones del subsuelo local.

En la Tabla A.1 se compara la secuencia establecida en la Norma para la obtención de Espectros de Respuesta elástica, con la alternativa de llevar a cabo estudios de sitio. Se retienen algunas observaciones que son de interés como sustento de ocasionales decisiones que deben ser tomadas en los citados estudios de sitio.

**Tabla A.1** Obtención de Espectros y  $A_0$  según Procedimientos Establecidos en ASCE/ASI 7:2010

Según Mapas de la Norma	Según Estudios de Sitio (Capítulo 21)
<p><b>Datos de Entrada:</b> (1) Ubicación del sitio (<math>^{\circ}N - ^{\circ}W</math>); (2) Tipos de subsuelo local (factores <math>F_a</math> para períodos cortos, Tabla 11.4-1) y <math>F_v</math> (para períodos de 1 s, Tabla 11.4-2) ; (3) para el caso de depósitos de aluvión muy profundos donde el modelado para el estudio de sitio sea impráctico, se permite que el modelo termine donde la rigidez del terreno alcance los valores que definen la clase de suelo D en el Capítulo 20 (velocidades medias de <math>V_s</math> entre 182 y 365 m/s; no menos de 15 golpes/pié en el ensayo de penetración estándar); (4) seleccionar la Categoría de Riesgo (I; II; III; IV) y en Tabla 1.5-1 se obtiene el factor <math>I_c</math>.</p>	

Según Mapas de la Norma	Según Estudios de Sitio (Capítulo 21)
<b>Ordenadas de los Espectros de Respuesta Elástica</b>	
Lectura de valores de: $S_S$ (Figuras 22-1, 22-3, 22-5) y $S_1$ (Figuras 22-2, 22-4, 22-6).	
Valores corregidos según tipo de suelo: $S_{MS} = F_a S_S$ y $S_{M1} = F_v S_1$ , representativos de 2% de excedencia en 50 años.	
La corrección para rebajarlos a 10% de excedencia en 50 años, es multiplicar por 2/3. O sea: $S_{DS} = S_{MS}/1.5$ y $S_{D1} = S_{M1}/1.5$	
<p>Ordenadas del Espectro:</p> $T \leq T_0 \quad S_a = S_{DS} [0.4 + 0.6 (T/T_0)]$ $T_0 \leq T \leq T_S \quad S_a = S_{DS}$ $T_S \leq T \leq T_L \quad S_a = S_{D1}/T$ $T_L \leq T \quad S_a = S_{D1} (T_L/T^2)$ <p>Donde:  <math>T_S = S_{D1}/S_{DS}</math>; <math>T_0 = 0.2 T_S</math>;  <math>T_L</math> en las figuras 22-12 a 22-16</p>	Para los Estudios de Sitio, la Norma establece como mínimo el empleo de cinco acelerogramas cuyos espectros deben ajustarse a los espectros de suelos Clase B (roca). Estos registros deben ser escalados para lograr ordenadas espectrales que alcancen valores comparables a los de roca, en el rango de períodos donde la respuesta de la estructura a ser diseñada sea significativa.
Con los valores de SDS y de SD1 y la Categoría de Riesgo, se define la <b>Categoría de Diseño Sísmico</b> (A; B; C; D; E; F). La categoría A es la de menor importancia.	
Las <b>Categorías de Diseño Sísmico D, E y F</b> , requieren investigaciones geotécnicas: (1) presión lateral del terreno en sótanos y muros de retención; (2) potencial de licuefacción, para aceleraciones pico del terreno ( $PGA_M$ ) consistentes con las características del subsuelo local; (3) movimientos laterales del terreno, asentamientos, etc. (4) discusión de medidas de mitigación.	
<b>Aceleración Máxima del Terreno</b>	
La aceleración pico del terreno ( $PGA = A_0$ ) se obtiene corrigiendo el valor que se da en las Figuras 22-7 a 22-10, por el factor $F_{PGA}$ que se da en la Tabla 11.8-1, función de PGA y de las condiciones locales del terreno: $PGA_M = F_{PGA} \times PGA$ Para suelos tipo roca (Site Class B): $F_{PGA} = 1.0$ , independientemente de PGA.	En la <b>Tabla A.2</b> se comparan los valores de PGA inferidos de los espectros de respuesta ( $0.4 \times S_S$ ), con los valores leídos en los Mapas 22-7 a 22-10 de la Norma ASCE/ASI 7:2010

En la **Tabla A.2** se dan los resultados de la aplicación de la metodología establecida en la citada Norma ASCE/ASI 7:2010, para un conjunto de cuatro puntos situados en diferentes

partes de Estados Unidos de Norteamérica, en las condiciones de sitio y para el período medio de retorno indicado en la citada **Tabla A.2**.

Los cuatro sitios seleccionados son los siguientes: el área de Santa Bárbara, unos 100 km al norte de Los Ángeles, al sur de la costa Californiana (Punto N°1), que está entre las de más alto peligro sísmico; el (Punto N°2), en el extremo norte de esa costa del Pacífico, al sur-este de Seattle más hacia el centro del país, el área cercana a Champaign, Illinois (Punto N° 3), y; algo más al Este, hacia la costa Atlántica, cerca de Charlotte, Carolina del Norte (Punto N°4).

Aun cuando se trata de una muestra muy limitada de localidades, en esa **Tabla A.2** se observa que los valores inferidos de las ordenadas espectrales se pueden considerar comparables a los del mapa de PGA en las zonas de mayor peligrosidad sísmica, en suelos tipo roca. En cualquier caso no pareciera de esta inspección, que las diferencias entre las dos formas de obtener los valores de PGA sean sistemáticas.

**Tabla A.2** Comparación entre los Valores de PGA inferidos de las Ordenadas Espectrales, con los Leídos en los Mapas de PGA, para Condiciones del Terreno Tipo B (2% de Excedencia en 50 años)

Ubicación del Sitio		S <sub>s</sub> leído en los Mapas de ASCE/ASI 7:2010	S <sub>1,0</sub> leído en los Mapas de ASCE/ASI 7:2010	T <sub>s</sub> = S <sub>1,0</sub> /S <sub>s</sub>	PGA Inferido de los Valores Espectrales (A <sub>o,inferido</sub> )	PGA Leído en Mapa de ASCE/ASI 7:2010 (A <sub>o,leído</sub> ) <sup>(1)</sup>
N°	Coordenadas					
1	35°N- 120°W	1.25g	0.50g	0.40 s	0.50g	0.42g
2	45°N- 120°W	0.38g	0.15g	0.395 s	0.15g	0.15g
3	40°N- 90°W	0.18g	0.10g	0.55 s	0.072g	0.08g
4	35°N- 80°W	0.25g	0.12g	0.48 s	0.10g	0.14g

<sup>(1)</sup> Corregido según el Tipo de Suelo.

Uno de los aportes novedosos del documento ASCE/ASI 7:2010 aquí analizado, está relacionado a la influencia que las condiciones locales del subsuelo tiene en las formas espectrales. Para evaluar este aspecto, en adición al Suelo Tipo B (roca) seleccionado en la **Tabla A.2**, se seleccionaron condiciones del terreno menos rígidos de acuerdo con la caracterización que se da en el Capítulo 20 de ASCE/ASI 7:2010. Esta se sintetiza en la **Tabla A.3** que se da a continuación.

Para evaluar la influencia de suelos menos rígidos en las formas espectrales, así como en la aceleración máxima del terreno, se seleccionaron, además del suelo Tipo B empleado en la **Tabla A.2**, suelos clasificados como Tipo C y Tipo E (véase **Tabla A.3**). En la **Tabla A.4** se dan los resultados obtenidos siguiendo la notación y metodología indicada en la Norma ASCE/ASI 7:2010, sintetizada en la **Tabla A.1**.

**Tabla A.3** Clasificación de Suelos según Norma ASCE/ASI 7:2010

Suelo Tipo		Promedio Ponderado de $V_{s,30}$ (m/s)	Promedio Ponderado del Número de Golpes, según Ensayo SPT	Promedio de la Resistencia al Corte no Drenada (psf)
A	Roca dura	$\geq 1520$	--	--
B	Roca	$760 \leq 1520$	--	--
C	Suelo muy denso o roca blanda	$365 \leq 760$	$> 50$	$> 2000$
D	Suelo rígido	$182 \leq 365$	15 a 50	1000 a 2000
E	Suelos tipo arcilla blanda	$182 <$	$< 15$	$< 1000$
F	Suelos que requieren análisis de respuesta (1)	En la Sección 20.3.1 de la Norma ASCE/ASI 7, se establecen las características de estos tipos de suelos		

(1) Evaluación de su respuesta dinámica a los movimientos del terreno actuantes en su base.

**Tabla A.4** Influencia del Tipo de Suelo en los valores de PGA

Sitio N°	Suelos Tipo B			Suelos Tipo C			Suelos Tipo E		
	$T_s$ (s)	(PGA) Espect.	(PGA) Leído	$T_s$ (s)	(PGA) Espect.	(PGA) Leído <sup>(1)</sup>	$T_s$ (s)	(PGA) Espect.	(PGA) Leído <sup>(1)</sup>
1	0.40	0.50g	0.42g	0.52	0.50g	0.42g	0.67	0.45g	0.46g
2	0.395	0.15g	0.15g	0.54	0.18g	0.18g	0.88	0.23g	0.32g
3	0.55	0.072g	0.08g	0.78	0.09g	0.10g	0.77	0.18g	0.20g
4	0.48	0.10g	0.14g	0.67	0.12g	0.17g	0.66	0.25g	0.29g

(1) Corregido cuando el Tipo de Suelo es diferente al Tipo B.

Los resultados que se dan en la **Tabla A.4**, revelan la influencia esperada que las condiciones locales del terreno pueden tener en las acciones sísmicas de diseño, en una localidad determinada. Dos de ellas destacan si se comparan los valores en la medida que el suelo es menos rígido: (a) el período de esquina  $T_s$  (segundos) tiende a ser mayor, lo cual es concordante con observaciones de eventos sísmicos aislados; (b) en condiciones de suelos menos rígidos, las aceleraciones máximas del terreno sufren amplificaciones que pueden ser importantes mientras menores sean las aceleraciones esperadas en roca, lo cual de nuevo, es congruente con las observación de registros de sismos aislados.







## Actualización del Glosario de Vocablos empleados en Ingeniería Sismorresistente

En 1993, la Red Latinoamericana y del Caribe de Centros de Ingeniería Sísmica (RELACIS) y la Sociedad Venezolana de Ingeniería Sísmica (SOCVIS), ambas sociedades inactivas desde hace años, publicaron un Glosario de Vocablos Empleados en Ingeniería Sísmica. Se dejó constancia allí sobre el significado de un total de 652 vocablos en lengua española empleados en documentos de diversos países de la América hispanoparlante (RELACIS-SOCVIS, 1993).

A más de 20 años de distancia, la evolución de la Ingeniería Sismorresistente ha incorporado nuevos conocimientos o acepciones de vocablos que hoy son de uso común. Esta Sección será útil para una futura revisión del Glosario, buena parte de ellos anotados como resultado de la revisión de Normativas vigentes.

- **Campo Cercano:** Áreas adyacentes a una zona fuente. Para sismos someros, se ha empleado como distancia no mayor a la profundidad del foco.
- **Campo Libre:** “suficientemente alejado de edificaciones”. Son regiones de la superficie terrestre en las cuales las vibraciones del terreno, puede considerarse que no están influenciadas por la presencia de construcciones o de su cercanía.
- **Contraste de Impedancia:** (se hace referencia aquí a la Norma Ecuador NEC-11), Sección 2.5.4.6.1. Está definido como el cociente:  $(r_s V_s) / (r_o V_o)$  donde  $V_s$  y  $r_s$  son, respectivamente, la velocidad de propagación de ondas de corte y la densidad promedio del material ubicado sobre el “semi espacio”, el cual está caracterizado, respectivamente por  $V_o$  y  $r_o$ . Aplica en la condición F5 de la Tabla 2.3 y no parece que estuviera bien acotado al final de la Sección 2.5.4.6.1 de la citada Norma de Ecuador.
- **Cuantía muro-área:** Área total de los muros de carga en la dirección analizada, dividida entre el área total del piso
- **Curva de Peligro Sísmico:** Es el resultado del cálculo de la peligrosidad sísmica, empleando modelos sismo-tectónicos en los cuales se reconozcan las principales incertidumbres de las variables asociadas. Con frecuencia, las curvas de peligro sísmico están sustentadas por las tasas medias de excedencia de parámetros que caracterizan los movimientos del terreno, conjuntamente con modelos probabilistas sin memoria como es el de Poisson.

- **Detallado:** En estructuras de concreto reforzado, se designa así la disposición de las armaduras de refuerzo especialmente en las zonas críticas donde sea previsible la disipación de energía.
- **Dispositivos o sistemas de control sísmico:** Se hace referencia aquí a la Norma Ecuador NEC-11. También denominados sistemas de control estructural o control de respuesta sísmica, empleados en el diseño sismorresistente no convencional de estructuras, al modificar las características dinámicas del sistema controlan y disipan parte de la energía de entrada de un sismo, permitiendo reducir la respuesta sísmica global, mitigando así el daño ante sismos severos. Pueden clasificarse en: sistemas de aislamiento sísmico, sistemas de disipación pasiva de energía y sistemas de control activo.
- **Edificaciones Esenciales:** son aquellas edificaciones que deben permanecer operativas luego de un sismo, sin perder la capacidad de atender emergencias. Para su diseño, las acciones a considerar están afectadas por un factor de importancia mayor que la unidad.
- **Enjambres de Sismos:** (Norma Ecuador NEC-11). Describe un conjunto de sismos, con focos cercanos, que han ocurrido en un tiempo limitado. Usualmente ninguno de ellos de magnitud mucho mayor que los restantes.
- **Espectros de Amenaza Uniforme:** Sustentados por evaluaciones de la peligrosidad sísmica con regresiones de atenuación de ordenadas espectrales para un amortiguamiento determinado, son espectros cuyas ordenadas tienen probabilidades similares de ser excedidas. Las aceleraciones máximas del terreno, se infieren a partir de ordenadas espectrales para períodos de vibración iguales o inferiores a 0.01 s.
- **Fuentes sismogénicas:** Se designan así aquellas zonas activas de la corteza terrestre (Norma Ecuador NEC-11); también denominadas zonas o áreas sismogénicas en otros documentos.
- **Impedancia:** (véase: Contraste de Impedancia)
- **Índices de Daño Acumulado:** Es una medida de la afectación de un miembro estructural consecuencia de la respuesta dinámica de la estructura, que modifica desfavorablemente su capacidad portante.
- **Lazo de Histéresis o Histerético:** La relación gráfica entre el esfuerzo y la deformación de un material sometido a una carga alternante. En miembros estructurales o sus secciones, puede referirse al desplazamiento, giro o curvatura.
- **Magnitud Mínima de Homogeneidad:** Es la magnitud que, a partir de los registros sismográficos de un determinado año, se considera que ha quedado debidamente registrada, así como sus coordenadas epicentrales. Ocasionalmente la profundidad focal requiere ser inferida.

- **Modelos de acoplamiento de segmentos de la subducción:** (Norma Ecuador NEC-11)
- **Muro de Mampostería Confinada:** Es un muro construido de mampostería confinado con elementos de borde, ejecutados en concreto armado, fundidos posteriormente a la construcción del muro de mampostería y que forman parte del sistema estructural. Pueden ser internamente reforzados con barras de acero o no reforzados. También denominados, Muros de Bloques Confinados o Mampostería de Muros Confinados, soportan tanto las cargas verticales como las horizontales.
- **Muro de Mampostería Reforzada:** Es un muro de mampostería, reforzado con barras de acero, que forma parte del sistema estructural y que no necesita elementos de borde para su confinamiento. (Véase: Muros de Bloques Armados en dos Direcciones).
- **Muro Estructural:** también denominado diafragma vertical, es un muro, generalmente a todo lo alto de la estructura, diseñado para resistir fuerzas sísmicas en su propio plano, cuyo diseño asegure un comportamiento dúctil ante cargas sísmicas.
- **Muros de Bloques Armados en dos Direcciones:** Muros de bloque huecos de concreto o de arcilla, unidos con mortero, reforzados con acero vertical y horizontal espaciados en forma regular.
- **Piso Blando o Piso Suave:** Se da ese nombre a un entrepiso cuya rigidez a las fuerzas cortantes es sensiblemente inferior a alguno de los adyacentes (superior o inferior)
- **Piso Débil:** Se da ese nombre a un entrepiso cuya capacidad para transmitir fuerzas cortantes es sensiblemente inferior a alguno de los adyacentes (superior o inferior)
- **Resiliencia:** Características que poseen ciertos materiales o sistemas de recuperar su forma y dimensiones luego de haber sido comprimidos o estirados. Bajo la acción de desplazamientos alternantes, se dice que el sistema es resiliente cuando los lazos histeréticos son estables.
- **Retranqueos:** Reducción brusca que ocurre en un determinado nivel en la planta de una edificación, consistente en una torre que se levanta sobre una plataforma de un área considerablemente mayor (Reglamento República Dominicana)
- **Sismos Extremos:** en Norma ASCE/ASI 7:2010, son aquellos asociados 2% de excedencia en 50 años, los cuales son 1.5 veces mayores que los denominados Sismos Fuertes. En la Norma de Costa Rica son aquellos que exceden en un 25% los Sismos Fuertes; o sea con un factor de importancia igual a 1.25.
- **Sismos Fuertes:** Usualmente empleados como sismos de diseño o de referencia, asociados a períodos medios de retorno de 475 años. En la Norma de Costa Rica se denominan así aquellos asociados a ese período medio de retorno,

- **Sismos Moderados:** En la Norma de Costa Rica son aquellos un 25% inferiores a los denominados Sismos Fuertes.
- **Sismos Severos son equivalentes a los Sismos Fuertes:** Son aquellos sismos asociados a una probabilidad de excedencia de 10 % en 50 años
- **Sobrerresistencia:** Definida como la razón entre la capacidad real sismorresistente y la capacidad nominal sismorresistente de una edificación. Es función del tipo de sistema estructural y del método de análisis.

# BIBLIOGRAFÍA

- American Society of Civil Engineers - Structural Engineering Institute (ASCE/SEI). (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures* (ASCE-SEI 7:2010). Reston, Virginia: Autor.
- Applied Technology Council. (1978). *Final review draft of recommended comprehensive seismic design provisions for buildings* (ATC-3-05). Redwood City, California: Autor.
- Aristeiguieta, L. (2002). Comunicación personal. Caracas.
- Association Française du Génie Civil Parasismique (AFPS). (1990). *Recommandations AFPS 90*. Paris: Presses Ponts et Chaussées.
- AulaTicBio. (2012). [http://biologiaygeologia.org/unidadbio/a\\_ctma/u3\\_geosfera/u3\\_t3contenido/21\\_ondas\\_ssmicas.html](http://biologiaygeologia.org/unidadbio/a_ctma/u3_geosfera/u3_t3contenido/21_ondas_ssmicas.html)
- Barazangi, M. & Dorman, J. (1968). World seismicity map of ESSA Coast and Geodetic Survey epicenter data for 1961-1967. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 58.
- Blume, J. A., Newmark, N. M. & Corning, L. H. (1961). *Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions*. Chicago, Illinois: Portland Cement Association.
- Boomer, J. (1994). *Sismología para Ingenieros*. San Salvador: Universidad Centroamericana José Simeón Cañas.
- Catastrophe risk evaluation and standardizing Target Accumulations (CRESTA). (1984). *A summary of all known facts about countries where catastrophic risks are covered*. München, Germany: Autor.
- Centeno Graü, M. (1969). *Estudios Sismológicos* (Vol. VIII, Col. Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales) (2a Ed.) Caracas: Autor.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2010). *Código Sísmico de Costa Rica*. San José: Autor.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (1982). *Edificaciones antisísmicas* (Norma Venezolana, MINDUR-COVENIN 1756-82. CDU 721:550.34). Caracas: Autor.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (2000a). *Diseño sismorresistente de instalaciones industriales* (Norma Venezolana, COVENIN 3621). Caracas: FONDONORMA.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (2000b). *Diseño sismorresistente de recipientes y envases* (Norma Venezolana, COVENIN 3622). Caracas: FONDONORMA.

- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (2000c). *Diseño sismorresistente de tanques metálicos* (Norma Venezolana, COVENIN 3623). Caracas: FONDONORMA.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN). (2000d). *Diseño sismorresistente de estructuras en aguas lacustres y someras* (Norma Venezolana, COVENIN 3624). Caracas: FONDONORMA.
- Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN) (2001). *Edificaciones Sismorresistentes* (Norma Venezolana, COVENIN 1756). Caracas: FONDONORMA.
- Compañía Anónima de Administración y Fomento Eléctrico (CADAFE). (1984). *Norma NS-P-420 para la calificación de equipos de subestaciones eléctricas*. Caracas: Autor.
- Compañía Anónima de Administración y Fomento Eléctrico (CADAFE). (1989). *Estudios de sitio* (publicación interna). Caracas: Autor.
- Coral 83. (1996-1998). *Resultados de estudios de sitio solicitados por PDVSA y otras empresas del área petroquímica*. Caracas: Autor.
- De Fries, A. (1980). Intervención en la Comisión de Normas. Caracas.
- Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEERC) & California Department of Transportation. (2008). Special issue on the Next Generation Attenuation Project. *Earthquake Spectra*, 24(1).
- Electrificación del Caroní. (1983). *Especificaciones generales de Ingeniería para la línea de 800 mil voltios. Mapa de zonificación sísmica*. Caracas: Autor.
- Electrificación del Caroní. (1991). *Especificaciones técnicas generales para sub-estaciones en zonas sísmicas* (Especificaciones ETGS/PAS-001). Caracas: Autor.
- Fiedler, G. & Rivero, L. (1977). Mapa sísmico. Principales sismos ocurridos en Venezuela (1530-1975). (Tomado de: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables (MARNR), Dirección de Cartografía Nacional. (1979). *Atlas de Venezuela*. Caracas: Autor.
- Franke, M., Quijada, P. & Gajardo, E. (1996). *Zonificación de la amenaza sísmica de Venezuela en términos de los valores característicos  $a^*$  y  $\gamma$*  (Informe Técnico N° INT-STE-00108, INTEVEP). Los Teques, Venezuela: INTEVEP.
- FUNVISIS, [www.funvisis.gob.ve](http://www.funvisis.gob.ve)
- García Reyes, Luis Enrique. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Universidad de Los Andes. Facultad de Ingeniería. Departamento de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia.
- Grases, J. & Malaver, A. (2014). Importancia de los Estudios de Sitio. Descripción de un caso (Sometido a consideración del *Boletín de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat* para su publicación). Caracas, Venezuela.
- Instituto Panamericano de Geografía e Historia (IPGH) & Centro Regional de Sismología para América del Sur (CERESIS). (1998). *Mapa de amenaza sísmica de América del Sur*. Lima: Autor.

- International Standard Organization (ISO). (2004). *Petroleum and natural gas industries - Specific requirements for offshore structures. Part 2: Seismic design procedures and criteria* (ISO 19901-2). Genève: Autor.
- La Electricidad de Caracas. (1994). *Diseño sismorresistente para el sistema eléctrico* (Norma DNI ND-C-B-01-94). Caracas: Autor.
- Lobo Quintero, W. (1986). *Norma venezolana para el diseño sismorresistente de puentes* (Propuesta para la Dirección de Estudios y Proyectos del Ministerio de Transporte y Comunicaciones). Mérida, Venezuela.
- Montessus de Ballore, F. (1898). L'Amérique Centrale et l'Amérique du sud Sismiques. *Memorias de la Sociedad Científica Antonio Alzate*, 11(34).
- Montessus de Ballore, F. (1906). *Les tremblements de Terre. Geographie Seismologique*. París: Librairie Armand Colin.
- Ramírez, Osío O. (2006). Fundaciones en las riberas del Lago de Valencia. En Banesco Seguros (Ed.), *Ingeniería Forense y Estudios de Sitio* (pp. 177-196). Caracas: Minipress.
- Rendón H., Aparicio J., Avendaño J., Lafaille J., López F., Ramos C., Romero G. & Salas H. (1997). Red sísmica de Venezuela. En Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales (Ed.), *Diseño Sismorresistente. Especificaciones y criterios empleados en Venezuela*, (pp. 51-57). Caracas: Editorial Binev.
- República Dominicana, Dirección General de Reglamentos y Sistemas. (2011). *Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras* (R.001, Decreto N° 201-11). Santo Domingo: Autor.
- Richter, C. (1958). *Elementary seismology*. San Francisco: W.H. Freeman and Company.
- Rosenblueth, E. (1980). *Design of earthquake resistant structures*. New York: John Wiley & Sons.
- Schubert C. (1986). Aspectos neotectónicos de la zona de falla de La Victoria y origen de la Cuenca de Santa Lucía – Ocumare del Tuy, Venezuela. *Acta Cient. Venezolana*, 37.
- Schubert, C. (1988). Neotectonics of La Victoria fault zone, north-central Venezuela. *Annales Tectonicae*, 2(1), 58-66.
- Seed, H. B., Ugas, C. T. & Lysmer, J. (1974). Site-dependent spectra for earthquake-resistant design (*Report N° EERC 74-12*, November). Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, University of California.
- Stewart, J. P., Archuleta, R. J. & Power, M. S. (Eds.). (2008). *Special Issue on the Next Generation Attenuation Project. Earthquake Spectra*, 24(1).
- Ugas, C. T. (1974). Espectros para diseño antisísmico en función de las condiciones locales del subsuelo. *Boletín Técnico IMME*, 11(48), 25-57.
- U.S. Geological Survey (USGS) & National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA). (1971). *The San Fernando, California, earthquake of February 9, 1971* (Geological Survey Professional Paper 733). Washington: Autor.

- Venezuela, Dirección de Edificios, Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1939). *Estudio sobre Normas para el Proyecto de Edificios*. Caracas: Autor.
- Venezuela, Litografía de Comercio, Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1945). *Normas para la construcción de edificios*, Caracas: Autor.
- Venezuela, Dirección de Edificios e Instalaciones, Ministerio De Obras Públicas (MOP). (1947). *Normas para el cálculo de edificios*. Caracas: Imprenta Nacional.
- Venezuela, Dirección de Edificios e Instalaciones Industriales, Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1955). *Normas para el cálculo de edificios*. Caracas: Tipografía Italiana.
- Venezuela, Ministerio de Obras Públicas (MOP). (1967). *Norma Provisional para Construcciones Antisísmicas*. Caracas: Autor.
- Wiegel, R. (1970). *Earthquake Engineering*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall Inc.

## AGRADECIMIENTOS

El autor desea manifestar su agradecimiento a los colegas de GEÓPOLIS por sus observaciones de forma y de fondo que han facilitado la elaboración de esta contribución. El caso que se describe como ejemplo de Estudio de Sitio, en la Sección 4.2, es un resumen de una evaluación hecha conjuntamente con los profesores Oscar Ramírez Osío (Universidad de Carabobo) y Alfonso Malaver (Universidad Católica Andrés Bello) durante el año 2013.



# BIOGRAFÍA DEL AUTOR

## José Grases Galofré

Obtuvo el título de Ingeniero Civil, opción Estructuras, en la Universidad Central de Venezuela (UCV) en 1959. Se vinculó a la docencia como profesor de Resistencia de Materiales y fue enviado como becario a pasantías de especialización en München y Londres, en materiales y ensayos. Reincorporado en 1962 al Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME), Facultad de Ingeniería, UCV. Director de ese Instituto en el lapso 1965-1967. Enviado al Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa, para estudiar el desempeño de edificaciones afectadas por el terremoto de Caracas, de julio de 1967. Jefe de la División de Estudios Especiales del IMME desde 1968 y obtención del grado DIC en Londres en 1971. Coordinador de la Maestría Multinacional en Ingeniería Sismorresistente en la UCV, auspiciada por OEA-UNESCO, la cual se inició en 1973. Ese mismo año, obtuvo el Doctorado en Ciencias en la UCV. Miembro de la Comisión de Normas del Ministerio del Desarrollo Urbano (MINDUR) y Coordinador de la nueva Norma para Diseño Sismorresistente COVENIN 1756 del año 1982. Docente de la Maestría, tutor de trabajos especiales de pre-grado y post-grado en la UCV. Profesor de doctorado en la Universidad Politécnica de Cataluña. Ha publicado textos sobre su especialidad. Vicepresidente de la International Association for Earthquake Engineering (IAEE) 1992-1998. Miembro de la Academia de Ciencias Físicas, Matemáticas y Naturales de Venezuela (desde 1986) y Miembro de la Academia Nacional de la Ingeniería y el Hábitat de Venezuela (desde 1998).



GeóPOLIS, es un programa de CAF –banco de desarrollo de América Latina– que desarrolla una visión integral y multidisciplinaria para el fortalecimiento de capacidades en América Latina y el Caribe sobre prevención y gestión de riesgos de desastres. Articula una red de ingenieros y especialistas con alto nivel académico y comprobada experticia en las líneas de investigación del programa: (i) ingeniería sísmica, (ii) planificación y fortalecimiento institucional para la reducción de riesgos de desastres, y (iii) cambio climático y disponibilidad de recursos hídricos. La serie GeóPOLIS consiste en un conjunto de documentos orientados a difundir las experiencias, estudios de casos y mejores prácticas de la región con el objetivo de mejorar la calidad de vida de nuestras sociedades.