

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADOS



**INSUMOS TÉCNICOS PARA LA ACTUALIZACIÓN DE LA
“NORMA TÉCNICA DE DISEÑO POR SISMO Y SUS
COMENTARIOS DE 1997”**

PRESENTADO POR:
GONZALEZ QUINTANILLA, WILKIE RODRIGO
SANDOVAL DE REYES, BRENDA HAZEL

PARA OPTAR AL TITULO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CIUDAD UNIVERSITARIA, SEPTIEMBRE DE 2017.

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSC. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSc. CRISTOBAL HERNAN RIOS BENITEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCON SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE POSGRADOS

DIRECTOR:

ING. MSC. PATRICIA HAYDEÉ ESTRADA

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE POSGRADOS

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Título:

**INSUMOS TÉCNICOS PARA LA ACTUALIZACIÓN DE LA
“NORMA TÉCNICA DE DISEÑO POR SISMO Y SUS
COMENTARIOS DE 1997”**

Presentado por:

GONZALEZ QUINTANILLA, WILKIE RODRIGO

SANDOVAL DE REYES, BRENDA HAZEL

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

DR. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

SAN SALVADOR, SEPTIEMBRE DE 2017

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Asesor:

DR. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios Todopoderoso que nos ha permitido la oportunidad de cursar y culminar exitosamente nuestros estudios posgrado, otorgándonos la sabiduría y fortaleza necesaria para tal fin.

Agradecemos también a los docentes que han colaborado en nuestro aprendizaje y crecimiento profesional a lo largo de estos estudios, en especial, al Dr. Manuel López por su apoyo y orientación permanente durante la realización de nuestro trabajo de graduación.

Un especial agradecimiento a los ingenieros que nos otorgaron su valioso tiempo para concedernos entrevistas y brindarnos aspectos técnicos de gran valor para el desarrollo de este trabajo de graduación, así como a la Inga. Adry Vivina Flores y el Ing. Fredy Orellana por servir como jurado para nuestro trabajo.

Así mismo, agradecemos infinitamente a nuestros familiares y amigos por su valioso apoyo y comprensión para con nosotros mientras realizamos nuestros estudios y realizamos nuestro trabajo de graduación.

Brenda y Wilkie

AGRADECIMIENTOS

Doy gracias a Dios por haberme ayudado a cursar y culminar con éxito mis estudios de posgrado, permitiéndome alcanzar otro de mis sueños, sé que sin su voluntad nada de esto hubiese sido posible.

Agradezco a mi familia por su apoyo y oraciones, por haber estado pendientes de mí durante esta etapa de mi vida, por sus palabras de ánimo y por creer en mi capacidad de lograr mis metas.

Un agradecimiento especial a mi esposo Ernesto, quien con cada circunstancia vivida en esta etapa de mi vida me dejó una valiosísima lección que me será de provecho en un futuro, y quien me enseñó que con empeño y dedicación se pueden alcanzar las metas fijadas, a pesar de los sacrificios de tiempo o esfuerzo que fueron necesarios para tal fin.

Agradezco a mis amigas por haber estado conmigo todo este tiempo, apoyándome y brindando palabras de ánimo en los momentos oportunos, así como su comprensión cuando por motivos académicos no podía acompañarlas en diferentes compromisos sociales.

Agradezco al Ing. Enrique Melara y a la Ing. Carmen Elena Rico, quienes apoyaron mis esfuerzos de realizar mis estudios posgrado y me brindaron la oportunidad de acomodar mi carga laboral con la académica para lograr tal fin.

Finalmente, aprovecho de agradecer a mi compañero Wilkie por su labor, empeño, compromiso y constancia durante la realización del presente trabajo de graduación, y con quien podremos compartir el logro de ser llamados “maestros”!

Brenda

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a toda mi familia, quienes son la fuente de inspiración para el presente y el futuro, especialmente a mi esposa, quien siempre me dio su apoyo.

A mi compañera de tesis por haber concluido exitosamente en nuestra labor.

A los ingenieros civiles que nos recibieron y brindaron su tiempo, opinión y criterios para el propósito del documento de tesis.

Finalmente, a nuestro asesor de tesis por dar seguimiento para la conclusión de inicio a fin del trabajo.

Wilkie Rodrigo González Quintanilla

Tabla de Contenido

1	ANTEPROYECTO.	9
1.1	INTRODUCCION	9
1.2	ANTECEDENTES	10
1.3	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	11
1.4	OBJETIVOS	12
1.5	ALCANCES	13
1.6	LIMITACIONES	14
1.7	JUSTIFICACIONES	14
2	CONCEPTOS GENERALES Y EXPECTATIVA PROFESIONAL PARA LA ACTUALIZACION DE LA NORMA TECNICA DE DISEÑO POR SISMO.	16
2.1	INTRODUCCION.	16
2.2	BREVE HISTORIA DE LA EVOLUCION DE LOS REGLAMENTOS DE DISEÑO SISMORESISTENTE.	17
	2.2.1 Normativas nacionales.	17
	2.2.2 Normativas internacionales.	21
2.3	FILOSOFIAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	28
	2.3.1 Diseño basado en Esfuerzos Permisibles (ASD).	28
	2.3.2 Diseño basado en carga última (LRFD).	30
	2.3.3 Diseño por Desempeño.	34
2.4	CARACTERIZACION INGENIERIL DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.	44
	2.4.1 Registros de movimientos del terreno.	44
	2.4.2 Características del movimiento del terreno.	50
2.5	EVALUACION DE LA AMENAZA SISMICA.	58
	2.5.1 Métodos de Cálculo de Amenaza Sísmica.	61
	2.5.2 METODOLOGÍA PROBABILISTA (PSHA).	62
	2.5.3 METODOLOGIA DETERMINISTA (DSHA).	89

2.6	METODOS DE ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS	
	95	
2.6.1	<i>Método Lineal Estático (Pseudoestático)</i>	95
2.6.2	<i>Método Lineal Dinámico (Modal)</i>	97
2.6.3	<i>Método Lineal Dinámico (Historia en el tiempo)</i>	102
2.6.4	<i>Método No Lineal Estático (Pushover)</i>	104
2.6.5	<i>Método No Lineal Dinámico (Historia en el tiempo)</i>	108
2.7	PERSPECTIVA DE LA NORMATIVA ACTUAL Y EXPECTATIVA SOBRE LA ACTUALIZACIÓN DE LA NORMA DE DISEÑO POR SISMO DEL GREMIO PROFESIONAL DE NUESTRO PAÍS.	112
2.7.1	<i>Perspectiva actual</i>	112
2.7.2	<i>Expectativa general de actualización de NTDS</i>	114
2.7.3	<i>Recomendaciones de especialistas del gremio profesional</i>	116
2.8	REFERENCIAS	118
3	PROPUESTA DE INSUMOS PARA LA ACTUALIZACION DE LA NORMA TECNICA DE DISEÑO POR SISMO DE EL SALVADOR.	120
3.1	INTRODUCCION.....	120
3.2	DEFINICIONES Y SIMBOLOGIA.	121
3.3	APLICABILIDAD Y RESPONSABILIDADES.	124
3.4	FILOSOFIA DE DISEÑO.	126
3.4.1	<i>Filosofía de diseño estructural</i>	126
3.4.2	<i>Filosofía de diseño sismorresistente</i>	130
3.5	MODELO DEL CODIGO DE DISEÑO.....	135
3.6	OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....	140
3.7	EVALUACION DE AMENAZA SISMICA.	141
3.7.1	<i>Metodología a usar</i>	141
3.7.2	<i>Catálogo de movimientos</i>	143
3.7.3	<i>Depuración y Completitud del catálogo</i>	144
3.7.4	<i>Zona sismogénica</i>	146
3.7.5	<i>Relaciones de recurrencia</i>	148

3.7.6	<i>Ecuaciones de atenuación del movimiento del terreno.</i>	149
3.7.7	<i>Árbol lógico.</i>	150
3.7.8	<i>Curva de amenaza y mapas de amenaza.</i>	151
3.7.9	<i>Desagregación.</i>	153
3.8	DEMANDA SISMICA DE DISEÑO.	154
3.8.1	<i>Tipo de espectro.</i>	154
3.8.2	<i>Forma del espectro.</i>	154
3.8.3	<i>Factores de sitio.</i>	159
3.8.4	<i>Acelerogramas de diseño.</i>	160
3.9	FACTORES DE MODIFICACION DEL ESPECTRO.	162
3.9.1	<i>Efecto de proximidad a fallas.</i>	162
3.9.2	<i>Amortiguamiento.</i>	162
3.10	PARAMETROS INVARIABLES	164
3.10.1	<i>Factores de importancia.</i>	164
3.10.2	<i>Sistemas estructurales sismorresistentes.</i>	165
3.10.3	<i>Coeficientes de modificación de respuesta y factores de diseño para sistemas estructurales.</i>	166
3.10.4	<i>Combinaciones de carga con sismo.</i>	166
3.10.5	<i>Criterios de modelación de estructuras.</i>	168
3.10.6	<i>Deriva admisible.</i>	170
3.10.7	<i>Requerimientos de diseño para elementos no estructurales.</i>	170
3.11	EVALUACION Y READECUACION (RETROFIT) DE EDIFICIOS.	171
3.11.1	<i>ASCE 41-13: Procedimientos sugeridos.</i>	176
3.12	PROPUESTA DE CONTENIDO PARA LA ACTUALIZACIÓN DE NORMA TÉCNICA DE DISEÑO POR SISMO DE EL SALVADOR	177
3.13	REFERENCIAS	180
4	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	182
4.1	CONCLUSIONES	182
4.2	RECOMENDACIONES	187
5	BIBLIOGRAFIA	190

Índice de Figuras

<i>Figura 1- Proceso de diseño basado en desempeño.</i>	<i>36</i>
<i>Figura 2- Objetivos de desempeño recomendados por SEAOC (1995).</i>	<i>38</i>
<i>Figura 3- Fundamentos del diseño directo basado en desplazamientos.</i>	<i>43</i>
<i>Figura 4- Fotografía mostrando el sismógrafo y sus mecanismos principales de medición. ...</i>	<i>45</i>
<i>Figura 5- Pseudo aceleración elástica (S_a), pseudo velocidad (S_v), y espectro de desplazamiento relativo (S_d) para un 5% de amortiguamiento.</i>	<i>51</i>
<i>Figura 6- Espectro elástico de diseño.</i>	<i>53</i>
<i>Figura 7- Relaciones de fuerza-deformación elástica e inelástica.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 8- Espectro de diseño inelástico de acuerdo a Newmark-Hall.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 9- Localización de terremotos con magnitud >6.5 ocurridos en el período de 1975 a 2016.</i>	<i>58</i>
<i>Figura 10- Ubicación de placas tectónicas y velocidad de desplazamiento respectiva.</i>	<i>59</i>
<i>Figura 11- Fases del Cálculo de la probabilidad mediante el Método Probabilista (modificado de Benito y Jiménez, 1999).</i>	<i>64</i>
<i>Figura 12- Representación típica de la Ley de Gutenberg-Richter (1954) para una zona sismogénica o falla, cuya sismicidad sigue un modelo de Poisson, truncada con un umbral inferior de magnitud m_o y uno superior m_u.</i>	<i>68</i>
<i>Figura 13- Modelo del terremoto característico.</i>	<i>69</i>
<i>Figura 14- Modelo del movimiento del suelo (dado mediante la aceleración pico del suelo, PGA medida en g) en función de la distancia (en km) para 2 valores de magnitud. El modelo fue deducido mediante regresión de registros de movimiento fuerte correspondientes a sismos reales (puntos). Las líneas continuas brindan la variación de la PGA media y las discontinuas las de los percentiles del 5% (PGA-95%) y del 95% (PGA+95%). A la izquierda se ven las distribuciones representativas del movimiento a distancia de 1 km.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 15- Curva de atenuación del movimiento ($\ln y$) para un valor de magnitud $M = m_2$ a diferentes distancias (trazo negro). Para varias distancias ($r_1, r_2, r_3, \dots r_n$) se indica también la distribución de probabilidad de excedencia del movimiento Y (representado por la línea roja)</i>	

condicionada a $M=m_i$ y $R = r_i$ ($i = 1, 2, 3, 4 \dots n$) es decir, $P [y > Y m= m_i, r = r_i]$. Las áreas verdes representan la probabilidad de excedencia (con $\varepsilon_{trunc} \rightarrow \infty$) de Y para cada una de las distancias consideradas.	77
Figura 16- Curva de amenaza para un emplazamiento expresada en función del periodo de retorno (izq) o de la probabilidad anual de excedencia (dcha).	79
Figura 17- a) Estructura general de árbol lógico para la estimación probabilista de la amenaza sísmica. b) Ejemplo de una parte de árbol lógico, correspondiente a la estimación de la magnitud máxima. Los números entre paréntesis son los pesos asociados a cada opción.	82
Figura 18- Cuatro pasos en el análisis determinista de la amenaza sísmica.	90
Figura 19- Selección del sismo de control (La combinación de M_2 y R_2 produce el mayor valor de Y).	93
Figura 20- Típica curva espectral, y curva de amenaza de un análisis determinista.	94
Figura 21- Método no lineal estático (Pushover).	105
Figura 22- Formas de distribución de cargas en Análisis Pushover.	106
Figura 23- Formulación de comportamiento inelástico en nodos para el análisis Pushover.	107
Figura 24- Curva de capacidad (Pushover) para diferentes patrones de carga.	107
Figura 25- Mapa de peligrosidad para un período de retorno de 475 años de Singh et al (1993)	113
Figura 26- Modelo de zonas sismogénicas adoptado para el cálculo de la peligrosidad sísmica de Singh et al 1993.	113
Figura 277- Forma del espectro de respuesta de diseño para procedimiento ELFA.	155
Figura 288- Forma del espectro de respuesta de diseño para procedimiento MRSA (Dividir por R/I_e).	157

I ANTEPROYECTO.

1.1 INTRODUCCION

El buen diseño estructural de edificaciones y/o estructuras diversas es una parte vital para su adecuado comportamiento y funcionamiento en el tiempo, garantizando siempre la seguridad de sus ocupantes y usuarios, sin embargo, es necesario que como país se cuente con un documento que contenga los lineamientos a seguir para lograr un “buen diseño sismorresistente”, de manera de obtener estructuras durables y seguras durante toda su vida útil, lo que contribuye al desarrollo de un país.

Estos lineamientos deben ser contenidos dentro de una Normativa Nacional, de manera de forzar a su cumplimiento y contemplar todos los aspectos necesarios para garantizar que las obras serán bien diseñadas y construidas. Debido a que esta normativa es de interés nacional se debe buscar la manera de que contenga las características propias de la región en cuanto al tipo de suelo y amenaza sísmica a la cual nuestras estructuras se ven sometidas, lo que consecuentemente afecta algunos factores incidentes en el diseño.

El problema que presenta la normativa nacional es que, si bien esta “vigente” no está “actualizada”, pues ésta en su mayoría es una “adopción” de códigos extranjeros antiguos y no ha sido revisada desde 1997, por lo que no incorpora los avances tecnológicos y el estado del arte del diseño.

Lo anterior nos lleva a plantearnos las siguientes interrogantes: ¿la metodología de diseño contenida en la normativa actual es la más adecuada para las estructuras en El Salvador? De no ser así, ¿cuál sería la más adecuada para implementar en nuestro medio? O será necesario elaborar una normativa propia, ¿Qué periodo resultaría más conveniente para llevar a cabo el proceso de actualización de nuestra normativa?

Con el objeto de responder las interrogantes mencionadas pretendemos llevar a cabo una investigación que consistirá en la revisión de las normativas y códigos internacionales más utilizados a nivel mundial, de manera de evaluar sus diferentes metodologías y escoger una que resulte más adecuada a las necesidades de diseño de nuestro país. Es de indicar que para la selección de dicha metodología se indagará la opinión de especialistas en diseño estructural de amplia trayectoria en nuestro medio, cuyas experiencias aportaran una mayor justificación técnica a la selección de la misma.

1.2 ANTECEDENTES

La Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador vigente a la fecha es del año 1994 con comentarios realizados en 1997 y está basada en gran medida en el estudio de “Peligro Sísmico en El Salvador” (Singh et Al, 1993), en las recomendaciones del Applied Technology Council, ATC (1984), en conjunto con el “Blue Book” del SEAOC (1989) y el Uniform Building Code, UBC (1991). Como normas precedentes se tienen las de los años 1966 y 1989, ambas creadas en respuesta a eventos sísmicos que generaron grandes pérdidas humanas y económicas. Ambas normas fueron en su mayor parte una adaptación de normas extranjeras contemporáneas y de acuerdo a la evolución del conocimiento, tecnología y experiencia disponible de la época.

Posterior a la norma de 1997, algunas instituciones y organismos nacionales e internacionales, entre ellos el Ministerio de medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), el Ministerio de Obras Públicas (MOP), OPAMSS, y algunas universidades, tales como la Universidad de El Salvador (UES) y la Universidad Centroamericana José Simeón Cañas “UCA”, han llevado a cabo diferentes documentos e investigaciones, tales como “NORSAR” y su proyecto “RESIS”, las cuales podrían tener incidencia en una nueva normativa, en lo referente a la amenaza sísmica en nuestro país (Marroquín y Belén, “RESIS II”, 2009). Sin embargo, en El Salvador no se cuenta con un sistema de actualización de normativas, lo que limita en gran parte la implementación de tecnologías y metodologías de diseño actualizadas, como se suele hacer en otros países, tales como el estándar ASCE7-16 de Estados Unidos y el

Eurocódigo, las cuales son actualizadas periódicamente en base al estado del arte y al avance tecnológico.

Como ejemplos en la región centroamericana se tiene a Guatemala y Costa Rica, quienes cuentan con normativas actualizadas de Diseño por Sismo, así como sus propias normativas de diseño de elementos estructurales sismorresistentes. Por lo anterior, se considera que algunas normativas internacionales con un buen sistema de actualización podrían ser una buena base para la preparatoria de una norma actualizada en nuestro país.

1.3 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En nuestro país se hace uso de diversas especificaciones internacionales para el diseño de elementos de concreto y acero estructural, por ejemplo, el ACI 318 y el AISC respectivamente. Además, existe libertad en la aplicación de criterios de diseño, generada por la falta de lineamientos específicos sobre la metodología de diseño implementar. De esta manera, el uso de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de 1994, combinado con especificaciones internacionales actualizadas para el diseño de elementos, puede generar ciertas inconsistencias al momento de revisar o seleccionar un diseño sismorresistente funcional y económico para un determinado proyecto.

Por lo anterior, se considera imperativo sentar las bases de una Norma Técnica actualizada donde se establezca una metodología de diseño unificada en nuestro país, cuyo uso sea de obligatoriedad, de manera de obtener adecuados diseños sismorresistentes, que incluya además la existencia de diversas fuentes sismogénicas y su proximidad a las estructuras, sus características topográficas y otras condiciones que actualmente no son consideradas en la Norma Técnica de Diseño por Sismo, lo cual pone en duda la adecuada aplicación de la demanda sísmica durante el diseño para estructuras en ubicaciones particulares.

Así mismo, la inexistencia de un apartado para estructuras especiales como puentes dentro de la norma actual, presenta una problemática en cuanto al uso de tipologías estructurales semejantes a las de los edificios, quedando totalmente bajo el criterio del ingeniero estructurista. De igual manera nuestra norma no incluye un apartado para la rehabilitación de estructuras existentes, por lo que se tiende a utilizar documentos estadounidenses para su verificación.

1.4 OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

- Generar los insumos técnicos y teóricos base para la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Revisar detalladamente la Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país e indicar los apartados específicos que se considera necesario que sean actualizados, eliminados o incorporados para un buen diseño sismorresistente.
- Estudiar normas técnicas, reglamentos, investigaciones e informes nacionales e internacionales que podrían ser considerados dentro de una nueva normativa nacional de Diseño por Sismo.
- Establecer una metodología de diseño base para la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS), en función de los lineamientos teóricos más consistentes tomados de normativas extranjeras e incorporando nuevos conocimientos producto de estudios nacionales, para ajustar la nueva Norma a nuestro entorno nacional.

- Proponer un modelo de contenido para una nueva Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador.
- Definir responsabilidades de los entes involucrados en el seguimiento de la Norma, así como de los ingenieros que harán uso de la misma.
- Indicar las normas de diseño de elementos estructurales que deberán ser adaptadas o actualizadas en base al resultado de los objetivos anteriores.
- Brindar sugerencias sobre estudios técnicos que se considere necesario llevar a cabo para definir de manera más precisa los parámetros de la nueva norma.

1.5 ALCANCES

Dentro de los alcances para el presente trabajo de graduación se tienen los siguientes:

- Analizar diferentes estudios, normas y procedimientos nacionales e internacionales de revisión y diseño por sismo, que formarán la base teórica en la decisión del modelo a seguir para la actualización de la norma salvadoreña.
- Investigar las diversas metodologías para la determinación de la amenaza sísmica.
- Mostrar los lineamientos que resulten más adecuados para la actualización y generación de los diversos capítulos que comprenderá la norma de diseño por sismo, desde un punto de vista teórico.
- Caracterizar el modelo de Norma Técnica de Diseño por Sismo para su aplicación en la actualización de la norma salvadoreña, que mejor sustento teórico posea, sin tomar en cuenta las limitantes institucionales y/o económicas.

1.6 LIMITACIONES

Dentro de las limitaciones que se podrían tener durante la ejecución del presente trabajo de graduación están las siguientes:

- Posibles restricciones para acceder a las investigaciones recientes llevadas a cabo por instituciones y organismos internacionales en cuanto a la amenaza sísmica de nuestro país.
- Tiempo restringido o limitado de los profesionales en ingeniería estructural reconocidos en nuestro medio para poder recopilar sus puntos de vista en cuanto a la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo vigente.
- Limitantes de tiempo para llevar a cabo diseños estructurales con diferentes metodologías como para evaluar de mejor manera cual resultaría más adecuada a nuestro medio.

1.7 JUSTIFICACIONES

En nuestro país surge la necesidad de contar con un reglamento único y unificado, en el que se indique la metodología, procedimientos y parámetros a considerar en un diseño y/o evaluación estructural con consideraciones sismorresistentes, de manera de unificar criterios de diseños para un mejor control.

La visión más grande de la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo es la de reducir grandemente las deficiencias de la actual normativa, tales como estudios de amenaza desactualizados, efectos de amplificación por efectos de sitio, limitaciones en la metodología de análisis para la evaluación y diseño de reforzamiento estructural, dependencia del método estático aún para estructuras irregulares, atraso tecnológico para la aplicación de las

metodologías más comunes utilizadas frecuentemente, y temáticas especiales como disipadores de energía, y aislamiento de base, entre otros.

Es por ello que resulta de vital importancia que la Norma Técnica para Diseño por Sismo, elaborada en 1997 por un grupo multidisciplinario, sea actualizada, considerando los avances tecnológicos e investigaciones recientes, así como la sismicidad y estudios de zonificación sísmica existentes en nuestro país, con el objeto de lograr un balance adecuado entre un diseño estructural seguro para los ocupantes de las edificaciones y economía.

2 CONCEPTOS GENERALES Y EXPECTATIVA PROFESIONAL PARA LA ACTUALIZACION DE LA NORMA TECNICA DE DISEÑO POR SISMO.

2.1 INTRODUCCION.

El capítulo 2 pretende dar una breve introducción a cerca de algunos temas particulares de la ingeniería sísmica para tener un panorama conceptual básico que sirva para el correcto seguimiento y entendimiento que nos demanda el análisis que se retomará en el Capítulo 3.

Este capítulo se divide en cinco temas básicos, los cuales se consideran de gran importancia por lo anteriormente descrito, estos son: historia breve de la evolución de los códigos sísmicos nacionales e internacionales particularmente de Estados Unidos, filosofías de diseño estructural que son adoptadas en conjunto con los códigos sísmicos, caracterización básica del movimiento del terreno ante eventos sísmicos, la evaluación de la amenaza sísmica con las metodologías probabilistas y determinista, y por último los métodos matemáticos generales para el análisis de las estructuras. Con estos principales temas se considera que el lector podrá tener un criterio básico para darle seguimiento al contenido de los próximos capítulos.

Además, en el apartado 2.7 de este capítulo se resume una investigación acerca de la visión de los ingenieros civiles que se desempeñan en la rama del diseño estructural, e ingenieros que se desempeñan en instituciones públicas a cerca de una actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo. Este resultado ha sido obtenido de entrevistas con los profesionales a los que se ha formulado ciertas preguntas que van encaminadas a conocer lo que piensan, y a tener un panorama más amplio ante los diversos criterios que pueden aportar cada uno de ellos. A continuación se desarrollan todos los tópicos anteriormente mencionados.

2.2 BREVE HISTORIA DE LA EVOLUCION DE LOS REGLAMENTOS DE DISEÑO SISMORESISTENTE.

2.2.1 Normativas nacionales.

La historia de los códigos sísmicos en El Salvador empieza desde la introducción del primer código nacional de provisiones sismoresistentes en el año de 1966, el cual se basó en las regulaciones del código de Acapulco en México y surgió como respuesta al sismo ocurrido en El Salvador en el año de 1965. El segundo código para diseño sismorresistente en nuestro país fue publicado en el año de 1989, el cual fue redactado por la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA) en respuesta al sismo del 10 de Octubre de 1986 como una medida provisional mientras se desarrollara el código definitivo (Choto, 2008).

Actualmente se encuentra en vigencia la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS), la cual fue publicada en el año de 1994 y está basada en el estudio de Amenaza Sísmica de Singh et al (1993) (Choto, 2008), cuyo contenido se muestra a continuación:

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

- 1.1 Alcances
- 1.2 Disposiciones Generales

CAPÍTULO 2: NOTACIÓN

- 2.1 Notación

CAPÍTULO 3: CRITERIOS DEL DISEÑO

- 3.1 Bases del Diseño
- 3.2 Zonas Sísmicas
- 3.3 Geología Local y Características del Suelo
- 3.4 Categorías de Ocupación

- 3.5 Configuración Estructural
 - 3.5.1 Estructuras Regulares
 - 3.5.2 Estructuras Irregulares
- 3.6 Sistemas Estructurales
- 3.7 Estructuras de Piso Débil
- 3.8 Combinación de Sistemas Estructurales
 - 3.8.1 Combinaciones Verticales
 - 3.8.2 Combinaciones en diferentes direcciones
- 3.9 Selección del Método de Análisis de Fuerzas Laterales

CAPÍTULO 4: FUERZAS LATERALES ESTÁTICAS DE DISEÑO Y EFECTOS RELACIONADOS

- 4.1 Generalidades
- 4.2 Cortante Basal de Diseño y Coeficiente Sísmico
- 4.3 Distribución Vertical de la Fuerza Lateral
- 4.4 Distribución Horizontal del Cortante
- 4.5 Volteo
- 4.6 Determinación y Límites de la Deriva
- 4.7 Efectos P-Delta
- 4.8 Componente Vertical de las Fuerzas Sísmicas

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DINÁMICO

- 5.1 Alcances
- 5.2 Movimiento del Terreno
- 5.3 Modelo Matemático
- 5.4 Procedimientos de Análisis
 - 5.4.1 Análisis por el Espectro de Respuesta
 - 5.4.2 Análisis Paso a Paso

CAPÍTULO 6: REQUISITOS DE DISEÑO PARA ENSAMBLAJE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- 6.1 Generalidades
- 6.2 Sistemas de Ensamblaje Estructural
 - 6.2.1 Generalidades
 - 6.2.2 Amarres y Continuidad
 - 6.2.3 Elementos Colectores
 - 6.2.4 Diafragmas
 - 6.2.5 Ensamblaje bajo la base

CAPÍTULO 7: FUERZAS LATERALES EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

- 7.1 Generalidades
- 7.2 Fuerza Sísmica Total de Diseño

CAPÍTULO 8: OTRAS ESTRUCTURAS

- 8.1 Generalidades

TABLAS

- Tabla 1. Factor “A” de Zonificación Sísmica
- Tabla 2. Coeficientes de Sitio “C” y “T”
- Tabla 3. Categorías de Ocupación
- Tabla 4. Factores de Importancia
- Tabla 5. Irregularidades Verticales
- Tabla 6. Irregularidades en Planta
- Tabla 7. Sistemas Estructurales
- Tabla 8. Valores Admisibles de la Deriva de Entrepiso
- Tabla 9. Factores de Fuerza Horizontal C para Componentes No Estructurales
- Tabla 10. Factores R y C

Algunas características más relevantes de este código se mencionan a continuación:

La provisión de 1994 mantiene la zonificación simple que contempla dos zonas, cuyo límite fue establecido usando la curva de iso-aceleración de 10 m/s^2 para un mapa de 1000 años de período de retorno. En cuanto al espectro de diseño propuesto por Singh et Al (1993), este está basado en las recomendaciones del ATC (Applied Technology Council), lo que hace dependiente la forma del espectro con la aceleración máxima efectiva (AME) para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Acorde al mapa de Singh et Al (1993) la aceleración pico del terreno para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años en la Zona 1 es aproximadamente 10 m/s^2 , e indica que, de acuerdo a los criterios del ATC, el análisis debe iniciarse a partir de la aceleración máxima efectiva (AME).

Según Singh et Al, resulta que la AME es aproximadamente un 70% de la aceleración pico del terreno partiendo del análisis de espectros de respuesta de acelerogramas registrados en nuestro país, obteniendo así un valor de 7 m/s^2 . Sin embargo, se hizo otra reducción debido a que el autor indica que la incertidumbre en la estimación del AME es significativamente menor que la de la aceleración pico del terreno, lo que resultó en un AME de 4.80 m/s^2 para la zona 1.

Adicionalmente se aplicó una tercera reducción según el autor, y consiste en que debido a que los criterios del ATC han sido calibrados en su mayor parte a partir de los daños de sismos ocurridos en California (El Centro), los que han sido de mayor magnitud a los que han generado daños en nuestro país (en la cadena volcánica), así como también de mayor duración, por lo que se procedió a determinar factores de escala tales que el sismo de California (El Centro) y el de San Salvador tuviesen la misma intensidad de Arias, lo cual resultó en un factor de reducción adicional de 0.75 que implica una aceleración corregida de 3.60 m/s^2 . Este último factor de reducción se concluye que es para considerar el efecto de la duración corta de los sismos ocurridos en nuestro país y que han generado daño, en comparación con el sismo de El Centro, que forma parte de los criterios del ATC para determinar la aceleración máxima efectiva (Singh et al, 1993).

Aunque es cierto que los sismos generados en la cadena volcánica de nuestro país generalmente tienen duraciones cortas, es necesario recalcar que también existen fuentes sismogénicas que pueden producir sismos de duración considerable, como es el caso de la zona de subducción, por lo que se tiene una inconsistencia con los eventos de fuentes sismogénicas con larga duración.

Por otro lado, en cuanto a la manera de generar el espectro de diseño, se ha optado por tomar una forma espectral constante escaleada a un simple parámetro del movimiento del terreno (PGA), lo que genera incertidumbres en el nivel de la demanda, por tanto sería adecuado seguir la tendencia de los códigos modernos internacionales en la evaluación de la amenaza por medio de Ecuaciones de Predicción del Movimiento del Terreno dependientes de la frecuencia para determinar las ordenadas espectrales (López, Bommer, y Pinho, 2004).

2.2.2 Normativas internacionales.

En nuestro país es usual que se retomen las metodologías establecidas por instituciones extranjeras con tecnología y recursos, especialmente de Estados Unidos, por lo que a continuación se mencionan algunos acontecimientos importantes que han hecho evolucionar el campo de la Ingeniería Sísmica en dicho país y resumidos en el FEMA 454, 2006: “Designing for Earthquakes, A Manual for Architects”. En Estados Unidos se han generado Códigos de Diseño Sísmico con provisiones que han servido de modelo para los códigos latinoamericanos, y que a su vez sirvieron como insumo base para la actual Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador según Singh et al, 1993.

Los códigos que rigen el diseño sísmico se establecieron en la segunda mitad del siglo XX, principalmente por los ingenieros estructurales, los que reflejaban el aumento de la especialización y la división disciplinaria entre la práctica de la ingeniería civil (FEMA 454, 2006).

Históricamente se han agregado disposiciones de diseño sísmico a códigos en respuesta a las lecciones aprendidas de los daños durante un terremoto. A pesar que la evolución de la

comprensión técnica del desempeño de los edificios ha guiado el desarrollo de estas disposiciones, la acción de los códigos ha sido impulsada principalmente por los avances políticos más que técnicos. Las comunidades con mecanismos políticos bien desarrollados para abordar la seguridad pública han tendido a liderar el desarrollo de códigos sísmicos, pero los largos períodos entre terremotos fuertes han hecho que sea fácil que las comunidades se olviden de seguir adelante con los esfuerzos iniciales. Además, las complejidades políticas y técnicas inherentes de sacar lecciones de los terremotos han hecho que sea difícil llegar a un consenso sobre las medidas de un código apropiado (FEMA 454, 2006).

En la década de los años 20 fueron establecidos en California los mecanismos de aplicación de una normativa sísmica. El conocimiento acerca del diseño sísmico se había vuelto más público desde 1906 a raíz del terremoto de San Francisco y los investigadores que examinaron las condiciones del campo después del terremoto 1925 de Santa Bárbara hicieron un llamado para la acción del código (FEMA 454, 2006).

En 1927, la Conferencia de Oficiales de la Construcción de la Costa del Pacífico (Pacific Coast Building Officials Conference), precursor de la Conferencia Internacional de oficiales de la Construcción (International Conference of Building Officials “ICBO”), incluye un apéndice de las disposiciones de diseño sísmico opcionales en la primera edición del Código Uniforme de Construcción (Uniform Building Code “UBC”). Un requerimiento de carga lateral se fijó en 7.5% del peso edificio, con un aumento de 10% para los sitios con suelos blandos. Esto estableció la primera versión del procedimiento de fuerza lateral equivalente que todavía se utiliza en los códigos sísmicos actuales. Al mismo tiempo, algunas ciudades de California comenzaron a adoptar disposiciones obligatorias de diseño sísmico en respuesta a la protección de los ciudadanos. A finales de 1920 se formó la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (Structural Engineers Association of California, “SEAOC”) con el fin de abordar las preocupaciones sobre el acceso a la información técnica y los problemas de la práctica profesional. Para las próximas décadas, los esfuerzos voluntarios de SEAOC producirían importantes contribuciones a los códigos de California y en última instancia, asumir un papel destacado en el desarrollo de códigos sísmicos de Estados Unidos (FEMA 454, 2006).

Un gran número de edificios escolares construidos de mampostería no reforzada fueron severamente dañados en el terremoto de Long Beach en 1933. Una protesta pública para tener escuelas más seguras dio lugar a intensos esfuerzos de los legisladores de California para promulgar rápidamente una legislación que obligase el uso de las disposiciones de diseño sísmico. La “Ley Field” de 1933 transfirió la responsabilidad de aprobar los planes y supervisar la construcción de las escuelas públicas a la División de Arquitectura. En esta se incluían requisitos de fuerza lateral que variaron de acuerdo con el tipo de sistema estructural. En el mismo año, la “Ley Riley” creó un coeficiente de diseño sísmico obligatorio para todos los edificios en el Estado de California y prohibía, e impedía la construcción de nuevos edificios de mampostería no reforzada. Las disposiciones de las leyes de “Field” y “Riley” fueron desarrolladas en una forma sencilla para su aplicación y no reflejaban los últimos avances en la comprensión de la ingeniería. No fue hasta 1943 que el Código de Construcción de Los Ángeles adoptó las primeras disposiciones en los Estados Unidos que representaban la altura del edificio y la flexibilidad (FEMA 454, 2006).

A finales de la década de 1940, la SEAOC respondió a lo poco apropiado de los códigos de diseño sísmico, mediante el inicio trabajos que formarían la base para la primera edición de los Requerimientos recomendados de Fuerza Lateral y Comentarios (Recommended Lateral Force Requirements and Commentary), también conocido como el SEAOC Blue Book. Estas disposiciones de diseño sísmico recomendadas para los nuevos edificios se incluyeron en el UBC de 1961. El Blue Book, publicado a partir de 1959 a 1999, continuó evolucionando con reevaluaciones mayores después de terremotos significativos (FEMA 454, 2006).

Un resumen de los principales cambios en las provisiones de los códigos en Estados Unidos antes de 1960 se muestra en la Tabla 1 a continuación:

Tabla 1.

Mayores cambios en los códigos de diseño de Estados Unidos antes de 1960 (Bozorgnia y Bertero, 2004).

FECHA	PROVISIONES
1927	Primer apéndice de diseño sísmico en el UBC: $V = CW$ ($C=0.075$ a 1.0)
1933	Código de la Ciudad de Los Ángeles: $V = CW$ ($C=0.08$)
1943	Código de la Ciudad de Los Ángeles: $V = CW$ ($C=60/(N+4.5)$), $N > 13$ niveles
1952	ASCE-SEAON: $C = K1/T1$ ($K1=0.015$ a 0.025)
1959	SEAOC: $C = KCW$ ($C=0.05/(T^{1/3})$)

El terremoto de San Fernando 1971 se produjo a menos de una década después del terremoto ampliamente estudiado de Alaska en 1964 y confirmó los hallazgos de daño mayor a los esperados para los edificios que cumplían las disposiciones del código. Se recogieron muchos datos sobre el desempeño de los sistemas de construcción más recientes. Las observaciones estimularon la investigación sobre la influencia de los patrones de refuerzo en la resistencia y la deformación de los componentes estructurales de concreto. La evidencia de los efectos de la configuración de los edificios y la rigidez relativa de los elementos estructurales, así como el desempeño de las conexiones estructurales estimuló revisiones a los requisitos de los códigos. En 1973, en un esfuerzo para ayudar a la aplicación de los avances tecnológicos actuales para la práctica de la Ingeniería Estructural, el SEAOC estableció el Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council “ATC”) para trasladar la investigación en ingeniería de diseño en información utilizable (FEMA 454, 2006).

Una serie de proyectos para desarrollar directrices nacionales para el diseño sísmico se inició a mediados de los años 70. En 1978, la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (Federal Emergency Management Agency “FEMA”) estableció el Programa Nacional de Reducción de Riesgo de Terremotos (National Earthquake Hazard Reduction Program “NEHRP”) y el Consejo de Seguridad Sísmica de construcción (Building Seismic Safety Council “BSSC”) para desarrollar las primeras directrices de diseño sísmico aplicables a nivel nacional para nuevos edificios. En 1985 se alcanzó un importante hito, cuando FEMA publicó la primera versión de las Provisiones Recomendadas para Regulación Sísmica de Edificios y

Otras Estructuras (Recommended Provisions for Seismic Regulations of Buildings and Other Structures) del NEHRP.

Las disposiciones fueron concebidas originalmente para ser un documento de referencia, en lugar de un código, pero el formato y el lenguaje de los textos respetaban el lenguaje de un código convencional. Las disposiciones NEHRP tuvieron gran influencia a nivel de Estados Unidos. Las disposiciones sísmicas de los códigos de construcción actuales se basan en gran medida en las Disposiciones del NEHRP, complementadas por las normas de las asociaciones de la industria de materiales. Una diferencia significativa entre las Disposiciones NEHRP y los Códigos Modelo anteriores fue la introducción de disposiciones que relacionan las fuerzas de diseño a las características del movimiento del suelo del sitio. Esta parte de las provisiones requería que los diseñadores consideraran efectos dinámicos, con lo que se obtuvieron fuerzas y deformaciones más grandes que las consideradas anteriormente para algunos tipos de estructuras (FEMA 454, 2006).

El terremoto de Northridge en 1994 sorprendió a la comunidad de ingenieros por varios edificios con estructura de acero resistente a momento de reciente construcción que fueron gravemente dañadas. Se confirmó la necesidad de una investigación experimental como parte del proceso de desarrollo de los códigos. Los patrones de daño en Northridge revelaron las incertidumbres asociadas con los terremotos y proporcionaron ejemplos de cómo los edificios diseñados para resistir las fuerzas laterales equivalentes más grandes requeridas por los códigos más recientes no siempre funcionan mejor que los edificios más antiguos. Las conexiones dúctiles resistentes a momento utilizadas en los marcos de acero mostraron fallos inesperados debido al complejo comportamiento de las conexiones viga-columna soldada (FEMA 454, 2006).

En la década de 1990, FEMA patrocinó la elaboración de directrices para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificios existentes que introdujeron métodos que servirían en el futuro para la base conceptual de los códigos para las nuevas edificaciones. El análisis no lineal, un método de análisis que integra la deformación de una estructura en el análisis de un diseño estructural, fue identificado como una herramienta esencial para algunas aplicaciones de diseño

sísmico y se introdujo el concepto de objetivos de desempeño. Este trabajo produjo varias publicaciones que han tenido un impacto significativo en el desarrollo de códigos: FEMA 273, NEHRP Guía para la Rehabilitación Sísmica de Edificios, complementado por FEMA 274, un comentario, y FEMA 276, Ejemplos de Aplicaciones. FEMA 356, Norma Experimental y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios convierte las directrices en lenguaje para el código.

A finales de la década, las organizaciones de ingeniería presentaron varias propuestas para un código que llama a un enfoque más unificado, basado en desempeño a la regulación de diseño sísmico para edificios nuevos. El SEAOC Visión 2000: Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño de Edificios llama a un proyecto de desarrollo de código que crearía una lógica más coherente de las disposiciones de códigos sísmicos, recurriendo a nuevos métodos analíticos y la incorporación de un enfoque que incorpora las predicciones de desempeño en el proceso de diseño. El Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica (Earthquake Engineering Research Center “EERI”) produjo el FEMA 349, denominado Plan de Acción para el Diseño Sísmico Basado en Desempeño, y ahora FEMA ha contratado para el desarrollo de directrices de diseño sísmico basados en el desempeño (FEMA 454, 2006).

El diseño basado en desempeño es fundamentalmente diferente del diseño prescriptivo, pues estos últimos describen qué hacer, y el objetivo es lograr un resultado particular de diseño que cumpla con la intención del código. En contraste, un enfoque de desempeño para la misma estructura describiría la intención del código de una manera que permita al diseñador decidir cómo se cumple dicha intención.

La distinción entre los métodos por desempeño y prescriptivo se complica por el hecho de que el desempeño puede ser un concepto relativo. Por ejemplo, un diseñador estudiando un edificio de marcos de concreto con muros de corte podría ver la deriva máxima de piso que permiten los códigos para este sistema estructural como un requisito prescriptivo. La razón de los límites del código de la deriva es prevenir las consecuencias negativas de los movimientos laterales de gran tamaño. Estos incluyen efectos p-delta que comprometan la integridad de la columna, y los esfuerzos concentrados en las conexiones, y los altos niveles de daños no

estructurales causados por los movimientos excesivos del marco estructural. Si un diseñador puede abordar estos aspectos a través de un enfoque basado en desempeño, la deriva no tiene razón para ser limitada.

Las provisiones de los códigos prescriptivos tienen algunas ventajas, entre las cuales es que han demostrado ser confiables para cumplir con los objetivos de seguridad de la vida en los EE.UU. Pueden aplicarse de manera coherente, incluso en los casos en que el juicio de diseño es difícil o cuando el diseñador no tiene experiencia con los métodos de diseño alternativos. Pero los códigos prescriptivos no admiten fácilmente enfoques innovadores o alternativos para el diseño sísmico que proporcionen un desempeño igual o mejor entre edificios (FEMA 454, 2006).

A continuación, se identifican las filosofías de diseño estructural comúnmente usadas dentro de los reglamentos de diseño estructural en conjunto con los códigos sísmicos.

2.3 FILOSOFIAS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

2.3.1 Diseño basado en Esfuerzos Permisibles (ASD).

El Diseño por Esfuerzos Permisibles, conocido por sus siglas ASD (Allowable Stress Design) tiene más de 100 años de aplicación y con él se procura conseguir que los esfuerzos unitarios actuantes reales en los miembros estructurales sean menores que los esfuerzos unitarios permisibles aconsejados por el reglamento.

Este método se basa en diseñar los elementos para que de una serie de cargas combinadas los elementos diseñados trabajen dentro del rango elástico, lo que de manera matemática se puede representar como:

$$Ra \leq Rn/\Omega \quad (1)$$

Donde:

Ra: Es la resistencia requerida determinada por medio del análisis de una serie de combinaciones de carga (estas combinaciones son propuestas por las especificaciones AISC y ACI en el método ASD)

Rn: Es el esfuerzo nominal de los materiales, los cuales son estandarizados y propuestos por los proveedores y/o comprobados en base a diferentes pruebas de materiales.

Ω : Es el factor de seguridad el cual garantiza que los materiales trabajen dentro de sus estados límites; estos factores de seguridad son estandarizados por el AISC y tienen diferentes valores dependiendo la acción interna a la que esté sometida el elemento.

El diseño en base a este método implica la selección de una sección transversal que cumpla los fundamentos básicos del diseño (economía, seguridad y funcionalidad) y que ésta sea expuesta a esfuerzos cuyos valores máximos no excedan los estados límites (rango elástico).

En el método ASD (Allowable Stress Design), se diseña de manera tal que las tensiones calculadas por efectos de las cargas de servicio no superen los valores máximos en las especificaciones, es decir que se trabaja en función de las tensiones admisibles, donde estas son

una fracción de las tensiones cedentes del material, ya que, por basarse en el análisis elástico de las estructuras, los elementos deben ser diseñados para comportarse elásticamente.

Las especificaciones AISC del 2005 en su tercera edición, propone en la parte 2: “Consideraciones Generales del Diseño” las siguientes combinaciones de carga:

*Tabla 2.
Combinaciones propuestas por el AISC 2005 para el Método de Esfuerzos Admisibles.*

METODO ASD	
1.	D
2.	D + L
3.	D + (Lr o S o R)
4.	D + 0.75L + 0.75 (Lr o S o R)
5.	D ± (W ó 0.7E)
6.	D + 0.75 (W ó 0.75E) + 0.75L + 0.75 (Lr o S o R)
7.	0.6 D ± (W ó 0.7E)

Donde:

- D: Carga muerta
- L: Carga viva debido a equipo y ocupación.
- Lr: Carga viva de techo
- S: Carga de nieve
- R: Carga de lluvia o hielo
- W: Carga de viento
- E: Carga por sismo

Los factores de reducción de seguridad para el método de esfuerzos admisibles se muestran a continuación:

Tabla 3. Factores de reducción de resistencia y de seguridad para el método de esfuerzos admisibles del AISC 2005.

CONDICIÓN DE CARGA	Ω (ASD)
Cortante	1.67
Compresión	1.67
Flexión	1.67
Tensión por Fluencia	1.67
Tensión por Ruptura	2.0
Combinación de carga axial y momento	1.67
Soldadura a tensión	1.88
Soldadura a compresión	1.88
Soldadura a cortante	2.0
Tensión y cortante en pernos	2.0
Aplastamiento de placas	2.0

La filosofía de diseño por esfuerzos admisibles ha sido utilizada desde los viejos códigos ha sido poco a poco relegada por la filosofía LRFD que se describe a continuación.

2.3.2 **Diseño basado en carga última (LRFD).**

El diseño por factores de carga y resistencia (Load and Resistance Factors Design “LRFD”), a menudo llamado como “Diseño por Resistencia”, o “por estados límite”, representa un enfoque más racional mediante el cual las incertidumbres más importantes como la carga y la resistencia del material se pueden incorporar cuantitativamente en el proceso de diseño. La intención de LRFD es separar las incertidumbres en la carga y la incertidumbre en la resistencia y luego utilizar los procedimientos de la teoría de probabilidades para garantizar un margen de seguridad prescrito.

El concepto de usar la probabilidad de falla como criterio para el diseño estructural se atribuye generalmente a los rusos N. F. Khotsialov y N. S. Streletskii quienes la presentaron a finales de 1920 y se introdujo en los Estados Unidos por Freudenthal (1947). El reciente desarrollo del LRFD en ingeniería civil se inició en ingeniería estructural. Los códigos basados

en el diseño por confiabilidad utilizando LRFD han sido publicadas por el American Institute of Steel Construction (AISC, 1994; Galambos y Ravindra 1978) y el Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute, 1995)¹.

Tal como se usa en la mayoría de las especificaciones actuales de los reglamentos, la ecuación básica de la filosofía de diseño LRFD se define por:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2)$$

Donde:

γ_i = Factor de carga basado estadísticamente, generalmente mayor que uno.

Q_i = Carga.

Φ = Factor de resistencia basado estadísticamente, generalmente menor que uno.

R_n = Resistencia nominal (última).

Al aplicar la filosofía de diseño LRFD, las magnitudes estimadas de los distintos tipos de efectos de carga se multiplican por factores de carga apropiados para determinar los efectos de las cargas factorizadas y la resistencia nominal (última) estimada se multiplica por un factor de resistencia prescrito para el modelo utilizado para estimar la resistencia de los materiales y los métodos de prueba de campo y/o de laboratorio utilizados para desarrollar las propiedades del material.

La filosofía de diseño LRFD ofrece muchas ventajas, principalmente que:

- Toma en cuenta la variabilidad en la carga y la predicción de la resistencia por separado.
- Logra niveles de seguridad más consistentes en el diseño de la estructura.
- Un tratamiento más racional y riguroso de las incertidumbres en el diseño.
- No requiere conocimientos de teoría de la probabilidad o la confiabilidad.

¹ Referencia: NCHRP, Report 507: "Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Deep foundations", 2004.

Por otro lado, El LRFD presenta un reto para los ingenieros, en cuanto a:

- La implementación requiere un cambio para los ingenieros acostumbrados a la filosofía ASD.
- Los factores de resistencia varían de acuerdo con los métodos de diseño y no son constantes.
- La calibración rigurosa de los factores de carga y resistencia necesarias para hacer frente a situaciones particulares requiere disponer de datos estadísticos y algoritmos de diseño probabilísticos.

Generalmente se tienen dos estados límites dentro de las especificaciones prescriptivas para el diseño por materiales, como el ACI (concreto reforzado) y el AISC (acero estructural), estos estados son: Estado Límite de Servicio y Estado Límite de Resistencia. Otras especificaciones como la AASHTO (diseño de puentes) tienen más estados límites entre los cuales se encuentra el Estado Límite de Fatiga. Cada uno de los estados límite presentan factores de carga que pueden ser diferentes, mientras que los factores de resistencia varían dependiendo de cada reglamento y del efecto analizado como, por ejemplo: Cortante, fuerza axial por tracción, flexo-compresión, etc.

El procedimiento de aplicabilidad del LRFD para el diseño de una estructura consiste básicamente en los siguientes pasos:

- Estimación de todas las cargas actuantes sobre la estructura de manera independiente, es decir, individualmente. Estos pueden ser: Carga por peso propio, carga muerta impuesta, carga viva, carga móvil, Carga por viento, carga por nieve, sismo, etc.
- Análisis estructural de la estructura cargada con cada una de las cargas actuantes identificadas.
- Obtención de las acciones internas de los elementos de la estructura.
- Combinaciones de carga mediante la aplicación de los factores de carga.
- Obtención de las resistencias de diseño para el material respectivo mediante la aplicación métodos usuales de la mecánica de materiales, y la aplicación de los factores de resistencia.

- Verificación del cumplimiento de la ecuación 1. De ser necesario procede a realizar modificaciones a la estructura y se regresa al paso del análisis hasta que se cumpla la ecuación 1.

Cabe aclarar que el procedimiento puede tener muchos pasos intermedios, pero en resumen este es el procedimiento de diseño para cada uno de los estados límites mediante el LRFD.

Además, el LRFD es aplicable para análisis elásticos lineales, donde es válida la superposición de cargas independientes. De otra manera, dentro de un análisis no lineal no es válida la superposición de las cargas, siendo necesaria la combinación de cargas dentro un mismo análisis estructural debido a que el estado final de la estructura es dependiente.

Para la estimación de los factores de carga y resistencia se utilizan los llamados métodos de confiabilidad (Reliability Analysis Methods), que como se mencionó anteriormente consideran algunas fuentes de incertidumbre en las cargas y resistencias de los materiales. Estos métodos usan funciones de probabilidad para el cálculo de cada uno de los factores. Los métodos más usados son:

- First Order Reliability Methods (FORM): El cual usa el primer y segundo momento de variables aleatorias, además este método incluye dos aproximaciones las cuales son:
 - First order – Second moment (FOSM): Usa la desviación media, desviación estándar, mientras que la información en la distribución de variables aleatorias es ignorada.
 - Advanced First order – Second moment: La información de la distribución de variables aleatorias es usada adecuadamente.
- Second Order Reliability Method (SORM): La evaluación de la confiabilidad es relativamente simple si la función de estado límite es lineal. Sin embargo, la mayoría de las funciones de estado límite son no lineales. La no linealidad se debe a la relación no lineal entre las variables aleatorias, a la consideración de variables aleatorias no

normales, y/o para la transformación de la correlación de variables aleatorias no correlacionadas.

La mayoría de las especificaciones actuales como el ACI, AISC, y AASHTO usan la filosofía LRFD para diseño estructural que son compatibles con las provisiones del Estándar ASCE 7-16, y por otro lado en países de Europa con normativas sísmicas bajo la filosofía de diseño sismo resistente basado en desempeño retoman la filosofía de diseño estructural por capacidad.

2.3.3 **Diseño por Desempeño.**

Los códigos de diseño sísmico actuales establecen los requisitos mínimos de seguridad a través de la especificación de criterios prescriptivos que regulan los materiales aceptables de construcción, se identifican los sistemas estructurales y no estructurales aprobados, especifican niveles mínimos requeridos de resistencia y rigidez. Aunque estos criterios prescriptivos son destinados para dar lugar a edificios capaces de proporcionar ciertos niveles de desempeño, el desempeño real de los diseños de edificios individuales no se evalúa como parte del proceso de diseño tradicional de un código. Como resultado, la capacidad de desempeño de los edificios destinados a estos criterios prescriptivos puede ser mejor que los estándares mínimos previstos por el código, mientras que el desempeño de otros podría ser peor.²

Hasta finales del siglo 20 todos los códigos de diseño tenían directrices prescriptivas para lograr la serviciabilidad y seguridad. De este modo, los códigos especificaban un valor común de parámetro de respuesta que las estructuras diseñadas no debían exceder en los eventos de estado límite. El concepto de diseño basado en el desempeño evolucionó cuando los diseñadores comenzaron a darse cuenta que el diseño prescriptivo no siempre era el método más apropiado, ya que diferentes estructuras tienen diferentes requerimientos de desempeño y no es conveniente que se utilicen los mismos criterios prescriptivos para el diseño de estructuras diferentes. Por ejemplo, el estado límite último para un tanque de agua se refiere al agrietamiento, ya que no se

² FEMA 445, Pagina ix.

debe permitir la ocurrencia o formación de grietas para que el tanque pueda almacenar agua adecuadamente, lo que es su principal objetivo, mientras que el estado último de un edificio de viviendas es la prevención del colapso (para garantizar la seguridad de la vida). Obviamente, estos dos estados límites corresponden drásticamente a diferentes valores de los parámetros de respuesta críticos (como deriva lateral).

En el diseño basado por desempeño, el objetivo principal es satisfacer los requisitos de desempeño de una estructura, más que para asegurarse de que la respuesta está dentro de un límite prescrito. Los requisitos de desempeño son específicos para la estructura; para un edificio residencial un daño severo es permitido en un caso extremo, mientras que cualquier daño en un hospital o un centro de emergencias (incluso en un caso extremo) se requiere que sea de menor importancia, por lo que la funcionalidad de este tipo de instalaciones importantes no se interrumpe después de un terremoto.

En la actualidad, muchos códigos de diseño sísmico de estructuras requieren satisfacer más de un requisito de desempeño sísmico. Dentro de un concepto de diseño basado en el desempeño de múltiples objetivos, además de verificar la prevención del colapso en un terremoto extremo, el desempeño estructural en los niveles más pequeños de terremotos también debe ser verificado.

El diseño basado en el desempeño como un proceso formal se originó en respuesta al problema de diseño sísmico en la década de 1990, en el que los requisitos de resistencia y ductilidad basados en códigos aplicables para el diseño de nuevos edificios, no pudieron ser aplicados de forma práctica y fiable para la evaluación y actualización de edificios existentes³.

El diseño sísmico basado en desempeño explícitamente evalúa cómo es probable que se comporte un edificio, dada la amenaza potencial probable, teniendo en cuenta las incertidumbres inherentes a la cuantificación de potencial de riesgo, y la incertidumbre en la evaluación de la

³ FEMA 445, Pagina 6.

respuesta real del edificio. Permite el diseño de nuevos edificios o actualización de los edificios existentes con una comprensión realista del riesgo de víctimas, la interrupción de la ocupación, y la pérdida económica que pueda ocurrir como resultado de futuros terremotos.

En el diseño basado en desempeño, identificar y evaluar la capacidad de desempeño de un edificio es una parte integral del proceso de diseño, y guía a las muchas decisiones de diseño que se deben hacer. La Figura 1 muestra un diagrama de flujo que presenta los pasos clave en el proceso de diseño basado en desempeño.

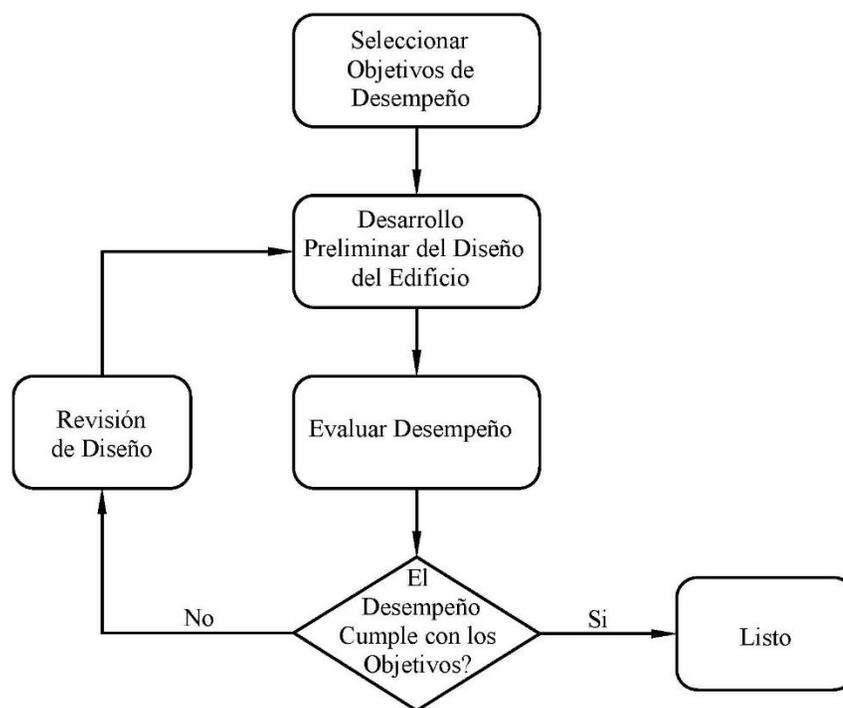


Figura 1- Proceso de diseño basado en desempeño.

Este es un proceso iterativo que se inicia con la selección de los objetivos de desempeño, cada objetivo de desempeño es un estado del riesgo aceptable de incurrir en daños o pérdida ante una amenaza identificada (Ver figura 2, un ejemplo de objetivos de desempeño), seguido por el desarrollo de un diseño preliminar, una evaluación en cuanto a si el diseño se ajusta a los objetivos de desempeño, y por último rediseño y nueva evaluación, si es necesario, hasta que se alcanza el nivel de desempeño deseado (FEMA 445, 2006).

En lo que respecta a los objetivos de desempeño, estos pueden expresarse de tres maneras diferentes (FEMA P-58-1, 2012):

- *Objetivos de diseño basados en intensidad* – Cuantificación aceptable del nivel de pérdidas, como la cantidad de víctimas, la reparación, sustitución, tiempo de inactividad en el caso de que el edificio se somete a una intensidad específica de movimiento del terreno.
- *Objetivos basados en escenarios* – Cuantificación aceptable del nivel de pérdidas, como la cantidad de víctimas, la reparación, sustitución, de los costos aceptables del tiempo de inactividad si se produce un evento específico de terremoto, donde el evento se define por una magnitud, falla, y, posiblemente, la ubicación y/o dirección de la ruptura.
- *Objetivos basados en el tiempo* – Cuantificación aceptable de la probabilidad de incurrir en pérdidas humanas, reparación, sustitución, y el tiempo de inactividad, durante un período de tiempo definido, teniendo en cuenta todos los posibles eventos sísmicos que pueden ocurrir y la probabilidad de ocurrencia de cada uno, dentro del marco de tiempo definido.

Los objetivos de desempeño específicos pueden variar para cada Proyecto, la idea de desempeño aceptable sigue una tendencia general que corresponde a (FEMA 445, 2006):

- Poco o ningún daño para eventos pequeños o frecuentes.
- Daño moderado para eventos de mediana magnitud y poco frecuentes.
- Daño significativo para eventos grandes y raros.

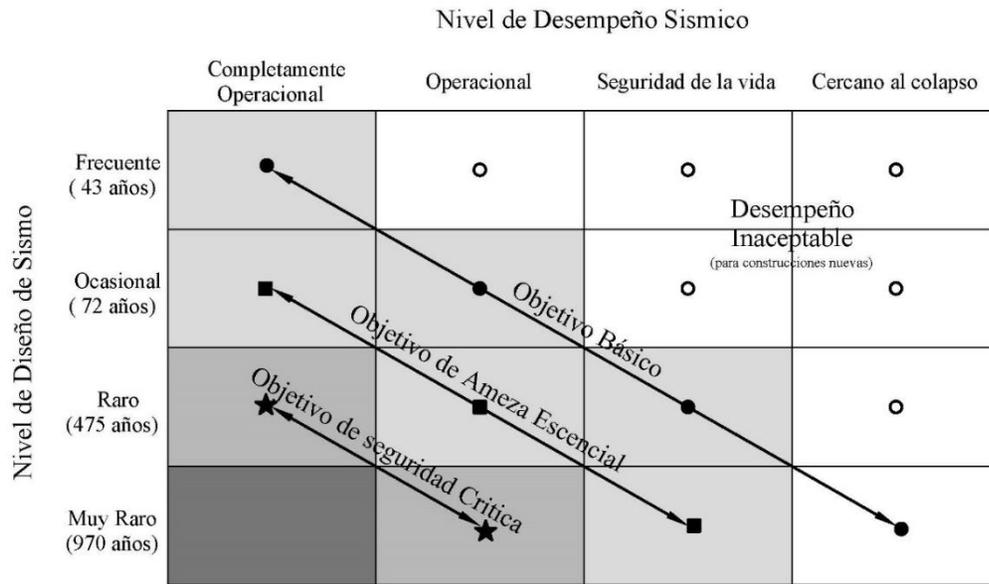


Figura 2- Objetivos de desempeño recomendados por SEAOC (1995).

Una vez se han seleccionado los criterios de diseño en forma de objetivos de desempeño el siguiente paso en el proceso es el desarrollo de un diseño preliminar. Esto incluye:

- Ubicación y naturaleza del sitio.
- La configuración del edificio, incluyendo el número de pisos, la altura de entrepiso, arreglo de las losas de piso a cada historia, y la presencia de irregularidades.
- Sistema estructural básico, por ejemplo, marcos de acero resistentes a momento, o muros de carga de mampostería.
- Presencia de cualquier componente de última tecnología, por ejemplo, aisladores sísmicos, dispositivos de disipación de energía, o elementos resistentes a los daños.
- El tamaño aproximado y la ubicación de varios sistemas componentes estructurales y no estructurales, y la especificación de la forma en que serán instalados.

Luego de seleccionar los objetivos de desempeño y desarrollar un diseño preliminar es necesario evaluar la capacidad de desempeño del diseño para determinar si este cumple con los objetivos fijados previamente.

En los códigos modernos basados en desempeño, por lo general se especifican tres niveles diferentes de amenaza sísmica. Estas generalmente se clasifican como *terremotos frecuentes* (por lo general con 100 años de período de retorno; 50% de probabilidad de excedencia en 50 años), el *terremoto base de diseño* (DBE) con 475 años período de retorno (es decir, un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años), y el *máximo sismo considerado* (MCE) con 2475 años de período de retorno (es decir, 2% de probabilidad de excedencia en 50 años). Las intensidades de terremotos reales correspondientes a estos niveles de amenaza dependen de la actividad sísmica de la ubicación de interés.

Como es de suponer, los edificios que albergan instituciones de emergencia son más importantes que los edificios residenciales normales y deben ser funcionales incluso después de verse sometidos a terremotos raros.

En general, los requisitos de desempeño se pueden clasificar en cuatro clases:

- Operativo (en pleno funcionamiento después de un terremoto)
- Ocupación inmediata (ligeramente dañado pero cualquier reparación menor podría hacerse sin interrumpir la función del edificio)
- Reutilizable (también referido como seguridad de la vida, dañado pero reparable aunque puede ser necesario que el edificio deba ser evacuados para la reparación)
- Prevención de colapso (No colapsa aunque el edificio puede estar severamente dañado y requiera demolición).

Se debe realizar una serie de simulaciones (análisis de la respuesta de los edificios ante la carga) para estimar el desempeño probable del edificio en varios escenarios de diseño. En el caso de carga extrema, como lo sería en un terremoto, las simulaciones pueden realizarse usando técnicas de análisis no lineal.

Este proceso incluye:

- Caracterización de la amenaza del movimiento del terreno.
- Análisis de la estructura para determinar su respuesta probable, y la intensidad del movimiento transmitido a los soportes de los componentes no estructurales como una función de la intensidad del movimiento del terreno.
- Determinación del daño probable de la estructura a varios niveles de respuesta.
- Determinación del daño probable de los componentes no estructurales como una función de la respuesta estructural y no estructural.
- Determinación de las pérdidas humanas potenciales, capital, y pérdidas por ocupación como una función del daño estructural y no estructural.
- Estimación de las pérdidas futuras esperadas como una función de la intensidad, respuesta estructural, no estructural, y su respectivo daño.

Si el desempeño simulado cumple o excede los objetivos de desempeño, el diseño está completo. Si no es así, el diseño es revisado en un proceso iterativo hasta que se cumplan los objetivos de desempeño. En algunos casos puede que no sea posible cumplir el objetivo fijado a un costo razonable, en cuyo caso, una cierta flexibilidad de los objetivos originales podría ser apropiado⁴.

2.3.3.1 Ventajas del diseño sísmico basado en desempeño.

En contraste con los enfoques de diseño prescriptivo, el diseño basado en el desempeño proporciona una metodología sistemática para la evaluación de la capacidad del desempeño de un edificio, sistema o componente. Se puede utilizar para verificar el desempeño equivalente de alternativas, ofrecer un desempeño estándar a un costo reducido, o confirmar un mayor desempeño necesario para las instalaciones críticas.

Además, se establece un vocabulario que facilita la discusión significativa entre los interesados y profesionales del diseño en el desarrollo y selección de opciones de diseño.

⁴ FEMA 445, Página 5.

Proporciona un marco para determinar qué nivel de seguridad y qué nivel de protección de la propiedad, a qué costo, son aceptables para los interesados sobre la base de las necesidades específicas de un proyecto.

El diseño sísmico basado en desempeño se puede utilizar para:

- Diseñar edificios individuales con un mayor nivel de confianza en que se alcanzará el desempeño esperado por los actuales códigos de construcción.
- Diseñar edificios individuales que sean capaces de cumplir con el desempeño esperado por los actuales códigos de construcción, pero con menores costos de construcción.
- Diseñar edificios individuales para lograr un mayor desempeño (y menores pérdidas posibles) de lo previsto por los presentes códigos de construcción.
- Diseñar edificios individuales que caen fuera de los límites prescritos de los códigos con respecto a la configuración, materiales y sistemas, para cumplir con el desempeño esperado por los actuales códigos de construcción.
- Evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras existentes y estimar las pérdidas potenciales en caso de un evento sísmico.
- Evaluar el desempeño potencial de los requisitos de los códigos prescriptivos existentes para los edificios nuevos, y servir como base para la mejora de los criterios de diseño sísmico en los códigos, para que los futuros edificios pueden comportarse de forma más consistente y fiable.

Después de toda esta introducción a cerca del diseño basado en desempeño se debe aclarar que existe una filosofía alternativa para lograr los objetivos de desempeño establecidos, y esta es el diseño por desempeño basado en desplazamientos. Los aspectos básicos de esta filosofía se describen a continuación.

2.3.3.2 Diseño por desempeño basado en desplazamientos.

Existen muchas metodologías para el diseño por desempeño basado en desplazamientos, pero se desarrollará describirá el método de Diseño Directo basado en Desplazamientos (DDBD), el cual fue presentado en 1993 y desde entonces ha estado en continuo desarrollo. El

DDBD fue incorporado en el “Libro Azul” de la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California así como en diversos reglamentos a nivel mundial, debido a que resulta ser una alternativa racional y práctica para el diseño sismorresistente.

El DDBD ha sido desarrollado como una herramienta para el diseño sísmico por desempeño de estructuras que busca mitigar las deficiencias de los actuales métodos de diseño basados en fuerzas. El DDBD se fundamenta en el método de linearización equivalente propuesto por Shibata, de manera que la estructura inelástica en su máximo desplazamiento es reemplazada por un sistema elástico de un grado de libertad, que es equivalente por el uso de rigidez secante al punto de respuesta máxima, y por el uso de amortiguamiento viscoso e histerético de la estructura real. Este método parte del perfil de desplazamiento máximo que se desea en la estructura y produce las rigideces y resistencias requeridas para alcanzar el desempeño propuesto.

El método considera la estructura de múltiples grados de libertad (MDOF) a través de una representación de un sistema de un solo grado de libertad (SDOF). Mientras que los métodos de diseño basados en fuerzas caracterizan a las estructuras en términos de la rigidez inicial (previo a la fluencia), el DDBD caracteriza a la estructura por medio de su rigidez secante “ K_e ” para el máximo desplazamiento “ Δ_d ”, y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente “ ξ ” representativo de la combinación del amortiguamiento elástico, y la energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica de la estructura.

Los pasos principales a seguir en la aplicación del DDBD son los siguientes y se muestran en la figura 3.

1. Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales.
2. Determinación del desplazamiento de diseño “ Δ_d ”.
3. Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño.
4. Determinación del periodo efectivo “ T_e ” de la estructura.

5. Determinación de la rigidez y resistencia requerida, usando la masa efectiva “ m_e ” del sistema SDOF y la formulación del espectro de desplazamiento ($K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2$).

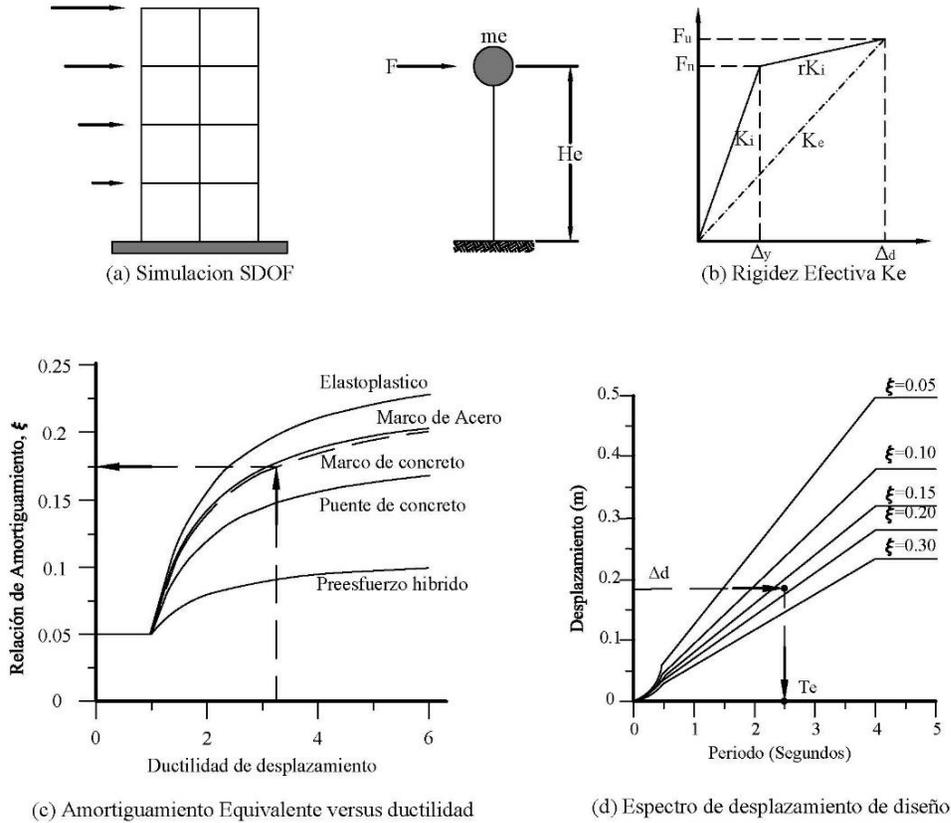


Figura 3- Fundamentos del diseño directo basado en desplazamientos⁵.

Finalmente la fuerza lateral de diseño, la cual es igual al cortante basal de diseño de la estructura es: $F = V_{base} = K_e \Delta_d$.

Como se puede apreciar, los fundamentos del DDBD son simples, pero la complejidad resulta en la determinación de las características de la estructura equivalente “SDOF”, la determinación del desplazamiento de diseño, y el desarrollo del espectro de desplazamiento de diseño⁶.

⁵ Referencia: Displacement based seismic design of structures, Priestley, Calvi and Kowalsky.

⁶ Referencia: Displacement based seismic design of structures, Priestley, Calvi and Kowalsky.

2.4 CARACTERIZACION INGENIERIL DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

La predicción del movimiento del suelo causado por los terremotos que pueden afectar a un cierto lugar es uno de los primeros retos que se plantean actualmente en el campo de la sismología. El diseño sismorresistente requiere determinar previamente las características de los sismos esperados en una zona y que afectarán previsiblemente a las edificaciones durante su tiempo de vida útil. Dichas características serán después introducidas en los cálculos dinámicos de las estructuras, siendo ésta una cuestión abordada por los códigos y normativas sismorresistentes.

Por otro lado, la estimación de la respuesta de la estructura ante un determinado movimiento de entrada es el segundo problema que se plantea en el diseño sismorresistente. Así pues, la ingeniería sísmica combina dos aspectos bien diferenciados. Todo lo referente a caracterización del movimiento configura el aspecto sismológico, mientras que lo relacionado con el comportamiento de la estructura constituye el más ingenieril. Dada la interrelación entre ambos, la caracterización del movimiento con el fin propuesto requiere una forma particular de representación, y el problema se sitúa en la frontera entre la sismología y la ingeniería.

A continuación, se describirán las formas comúnmente usadas para describir las características de los sismos, acompañado por el respectivo movimiento del terreno y la manera en que se inició la medición de estas.

2.4.1 Registros de movimientos del terreno.

Al momento de producirse un sismo, gran parte de la Energía Sísmica se libera en forma de calor y una pequeña parte mediante la propagación de diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre. Dentro de estas ondas encontramos las de Cuerpo que viajan a grandes distancias a través de la roca, identificándose las ondas P, primarias o de compresión, que producen que las partículas experimenten un movimiento paralelo a la dirección de propagación y las ondas S, secundarias o de corte, inducen un movimiento transversal.

Otro tipo de onda son las Superficiales, las cuales se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo cuando éstas llegan a la superficie o a una interfase entre estratos, se identifican dentro de éstas ondas las Rayleigh con movimiento vertical y elíptico y las Love con movimiento horizontal.

Con la finalidad de medir y analizar el movimiento producido por un sismo fue diseñado a finales del siglo pasado el sismógrafo; el registro obtenido se denomina sismograma que es un gráfico de las ondas sísmicas o una representación amplificada del movimiento del terreno. La diferencia en el arribo de las ondas P y S, permite la localización del epicentro del sismo.

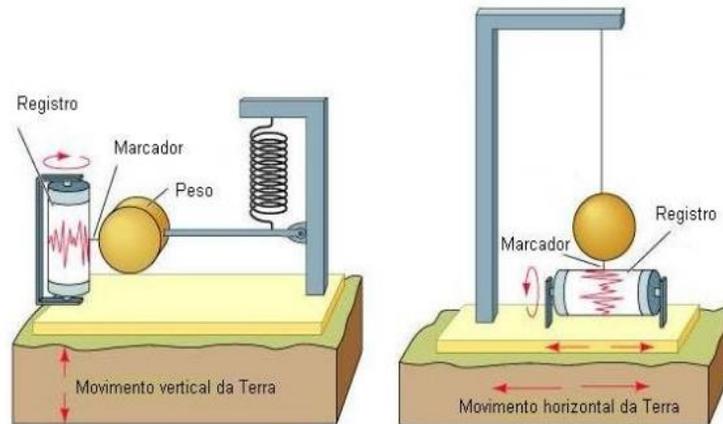
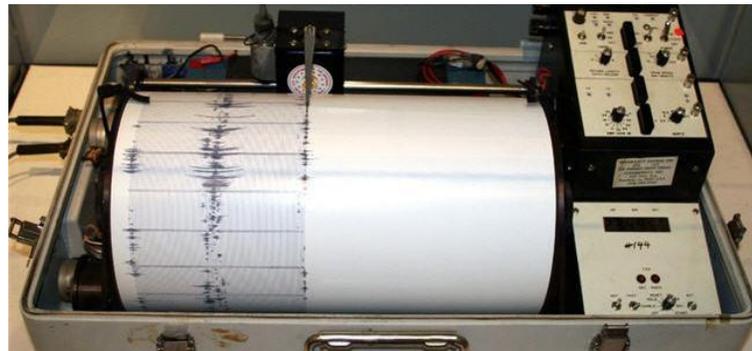


Figura 4- Fotografía mostrando el sismógrafo y sus mecanismos principales de medición.

El Salvador se encuentra en una región de intensa actividad sísmica generada por el proceso de subducción de la placa de Cocos bajo la del Caribe y por la activación de las fallas geológicas, tanto locales como de los países vecinos Guatemala y Honduras.

Lo anterior requiere que se lleve a cabo una constante vigilancia de tal fenómeno, con el propósito de interpretar el mecanismo de generación de dicha actividad sísmica y poder mitigar así los efectos por ella causados.

Los estudios sismológicos en El Salvador se iniciaron el 25 de octubre de 1890, al establecerse por decreto la creación del Observatorio Astronómico y Meteorológico. Un hecho aún más significativo fue la fundación del Observatorio Sismológico Nacional el 25 de febrero de 1918. Con la llegada del sismólogo alemán, Dr. Rudolf Schulz en 1953, los estudios sismológicos en El Salvador dieron inicio de manera sistemática no obstante de haber existido instrumentación sísmica desde 1896. Cabe mencionar que en nuestro país se cuenta con información sísmica analógica desde 1952.

Las dos formas más usuales de definir la característica de un sismo es por su ***Intensidad*** o por su **Magnitud**.

La ***Intensidad*** es un índice de los efectos causados por un temblor como una medida cualitativa y depende de las condiciones del terreno, la vulnerabilidad de las edificaciones y la distancia epicentral. Para estandarizar los niveles de intensidad se utilizan escalas tal como la Escala Mercalli Modificada (MM).

La ***Magnitud*** es un valor único y es una medida cuantitativa del sismo relacionada con la energía sísmica liberada. Teóricamente la magnitud no tiene límite superior, pero está limitada por la resistencia de las rocas en la corteza terrestre y la longitud de ruptura probable en la falla. Para su determinación han sido creadas diferentes escalas, dependiendo del tipo de onda en que se basa la medición tenemos:

1. Magnitud Local (ML).

La idea de medir la magnitud de un sismo basado en un registro instrumental fue introducida en 1935 por Charles Richter, Sismólogo de California Technological Institute. Fue definida para sismos locales en California para un radio de aproximadamente 600 km y se determina a partir de la máxima amplitud registrada por un sismógrafo Wood Anderson con

constantes específicas (período = 0.8 segundos, amplificación estática = 2800 y factor de amortiguamiento = 0.8) ubicado a 100 kilómetros de la fuente sísmica. Para su determinación se utiliza la siguiente expresión:

$$ML = \log A - \log A_0 \quad (3)$$

Donde A es la máxima amplitud de la traza registrada y A_0 la amplitud máxima que sería producida por un sismo patrón, siendo éste aquel que produciría una deflexión de 0.001 mm en un sismógrafo ubicado a 100 km del epicentro.

Ya que la escala de magnitud es logarítmica, el incremento en una unidad de magnitud significa un aumento en diez veces de la amplitud de las ondas en el sismograma, lo cual no debe confundirse con lo que sucede con la energía sísmica liberada en donde un incremento en magnitud equivale a un aumento de aproximadamente 31.5 veces de energía.

2. Magnitud de Ondas Superficiales (MS).

Esta escala se basa en la amplitud máxima producida por las ondas superficiales Rayleigh con período en el rango de 18 a 22 segundos. La expresión para determinar su valor es la siguiente:

$$MS = \log_{10} (A/T) + 1.66 \log_{10} D + 3.30 \quad (4)$$

Donde A es la máxima amplitud horizontal del terreno medida en micrómetros, T es el período de la onda en segundos y D la distancia epicentral en grados.

3. Magnitud de Ondas de Cuerpo (mb).

La determinación de la magnitud “MS” para los sismos con profundidad focal mayor a 50 kilómetros se dificulta, debido a que no se generan ondas de superficie con suficiente amplitud; para compensar esto se utilizó un factor de corrección de tal forma que se pudieran utilizar las ondas de cuerpo. La magnitud “mb” se basa en la amplitud de ondas de cuerpo con períodos cercanos a 1.0 segundos, para su determinación se utiliza la siguiente expresión:

$$mb = \log (A/T) + Q(D,h) \quad (5)$$

Donde A es la amplitud del terreno en micrómetros, T es el período en segundos y Q es un factor de atenuación que está en función de la distancia D en grados y la profundidad focal en kilómetros.

Las escalas de magnitud “MS” y “mb” no reflejan adecuadamente el tamaño de sismos muy grandes, subestiman su valor, y proporcionan una estimación poca exacta de la energía liberada, lo que se ha denominado saturación de las escalas de magnitud. Las máximas magnitudes “mb” se encuentran alrededor de 6.5 a 6.8, y la magnitud “MS” entre 8.3 a 8.7. Así también la magnitud definida empíricamente con base en la amplitud de las ondas sísmicas no permite definir el tamaño del sismo en términos del proceso físico de ruptura y de las dimensiones de la zona de dislocación.

La introducción del concepto de Momento Sísmico en la sismología, ha aportado una medida para designar el tamaño de un sismo que está en función directa de las propiedades físicas de la roca y de las dimensiones del área que sufre la ruptura. Es a partir de este concepto que se ha desarrollado la magnitud de momento.

4. Magnitud Momento (M_w).

La cantidad de energía liberada por un sismo a partir del Momento Sísmico se define así:

$$M_o = \mu da \quad (6)$$

En la cual M_o es el momento sísmico, medido en dinas-cm, “ μ ” es la rigidez de la roca en dinas/cm², “D” es el desplazamiento promedio de la falla en centímetros y “A” es el área del segmento que sufrió la ruptura expresada en cm².

La nueva escala de magnitud, denominada magnitud momento fue desarrollada por Hiroo Kanamori de California Technological Institute. Para su determinación se utiliza la siguiente expresión:

$$M_w = 2/3 \log M_o - 10.7 \quad (7)$$

Las magnitudes de los sismos grandes fueron recalculadas usando esta nueva escala y para algunos de ellos cambió notablemente, tal como sucedió con el sismo de Chile de 1960 que tenía una magnitud MS de 8.3 y que al calcularle la magnitud momento ésta fue de 9.5 convirtiéndose así en el sismo de mayor magnitud hasta hoy registrado.

5. Magnitud Energía (M_e).

La cantidad de energía irradiada por un sismo es una medida del potencial de daño a las estructuras. El cálculo de esta magnitud requiere la suma del flujo de energía sobre un amplio rango de frecuencias generadas por un sismo. Debido a limitantes instrumentales, la mayoría de cálculos de energía han dependido históricamente de la relación empírica desarrollada por Beno Gutenberg y Charles Richter.

$$\text{Log}_{10}E = 11.4 + 1.5 M_s \quad (8)$$

Donde la energía “E” es expresada en Ergios. La magnitud basada en la energía irradiada por un sismo se puede definir de la siguiente manera:

$$M_e = 2/3 \log_{10} E - 9.9 \quad (9)$$

6. Magnitud de duración, M_d .

Esta magnitud es una variación del concepto de magnitud local que se emplea en algunas redes. Su nombre proviene del hecho que es calculada con base a la duración del registro de la señal sísmica. Su expresión es la siguiente:

$$M_d = a \log(J) - b + cr \quad (10)$$

Donde “J” es la duración del registro de la señal sísmica en segundos, “r” la distancia epicentral y a, b, c son coeficientes ajustados para que “ M_d ” corresponda a “ML”.

2.4.2 Características del movimiento del terreno.

Existen varios tipos de parámetros para describir el movimiento del terreno, uno de ellos son los espectros que pueden cuantificar las numerosas características de un movimiento fuerte del terreno. Los espectros del movimiento del terreno se utilizan en una amplia variedad de aplicaciones, tales como el análisis de amenaza sísmica, el diseño sísmico, escalado del movimiento de terreno para el análisis y diseño.

A continuación se definen algunos conceptos y aplicaciones de las caracterizaciones del movimiento del terreno más conocidas y útiles en la ingeniería sísmica.

2.4.2.1 Espectro de respuesta elástico.

El concepto de espectro de respuesta elástica fue introducido por Maurice A. Biot. El espectro de respuesta elástica representa la respuesta máxima (en el tiempo) de un sistema de un solo grado de libertad (single degree of freedom “SDF”) elástico lineal frente a su periodo natural (o frecuencia) cuando se excita por una aceleración del suelo del tipo historia en el tiempo (Time history). El periodo natural, T (segundos) del sistema SDF está relacionada con la frecuencia circular, “ ω ” (rad/seg), y la frecuencia cíclica, “f” (ciclos / segundo o Hz), a través de la expresión.

$$\omega = \sqrt{k/m} = 2\pi f = 2\pi/T \quad (11)$$

Donde “k” y “m” son la rigidez y la masa del sistema, respectivamente. El sistema SDF puede tener diferentes valores de coeficiente de amortiguamiento, por lo general especificado como un porcentaje de la amortiguación crítica.

La cantidad de respuesta del sistema SDF puede ser cualquiera de los siguientes (Ver figura 5):

S_d = deformación máxima del sistema SDF con respecto al suelo.

S_v = velocidad máxima del sistema SDF con respecto al suelo.

S_A = aceleración máxima absoluta (total) del sistema SDF.

S_v (o PSV) = pseudo velocidad = ωS_d

S_a (o PSA) = pseudo-aceleración = $\omega^2 S_d$

Para los espectros de respuesta se usan los valores absolutos de estas cantidades.

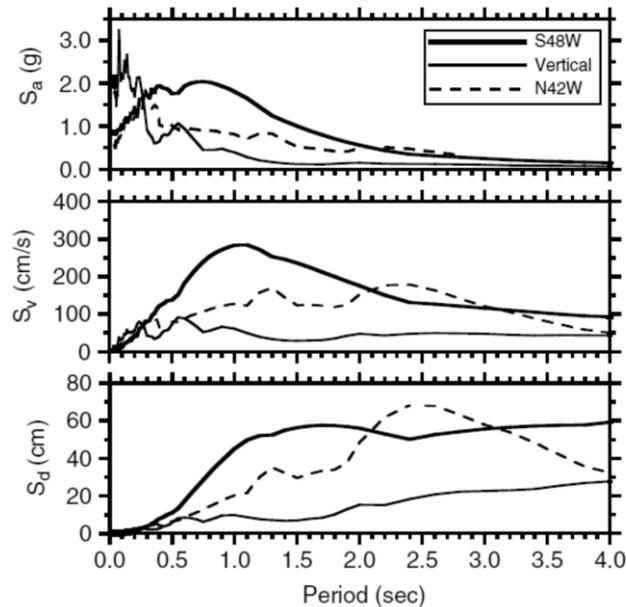


Figura 5- Pseudo aceleración elástica (S_a), pseudo velocidad (S_v), y espectro de desplazamiento relativo (S_d) para un 5% de amortiguamiento⁷.

Las aplicaciones de los espectros de respuesta son extensas en la ingeniería sísmica, incluyendo su uso en la caracterización del movimiento del suelo y en el análisis estructural elástico dinámico por el método de superposición modal.

Por definición, los espectros de respuesta elástica son para sistemas elásticos lineales y, a menos que sean modificados adecuadamente, no incluirá características de respuesta estructural inelástica.

⁷ Referencia: Earthquake Engineering from Seismology to Performance Based Engineering, Bozorgnia & Bertero, Capítulo 5.

El efecto de la amortiguación en los espectros de respuesta es reducir las ordenadas espectrales; sin embargo, la cantidad de esta reducción depende de varios factores, incluyendo el período de la estructura y el contenido de frecuencias del movimiento del terreno. Debido a las características básicas de los espectros de respuesta en periodos muy cortos y muy largos, el amortiguamiento viscoso no tiene mucha influencia en estos rangos de época. En el rango de periodo intermedio, sin embargo, la amortiguación tiene su mayor efecto en la reducción de la respuesta.

2.4.2.2 Diferentes formatos del espectro de respuesta.

Otro formato para presentar el espectro de respuesta es el diagrama de aceleración-desplazamiento (AD), también conocido como el espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento (Acceleration-displacement Response Spectrum “ADRS”). Se trata de una gráfica de S_a versus S_d con períodos representados por líneas que irradian desde el origen. La forma del espectro de respuesta “AD” ha sido utilizada por los ingenieros estructurales para los procedimientos simplificados de análisis para estimar la deformación demandada por el movimiento del terreno.

Los espectros de respuesta también se pueden mostrar en un formato logarítmico tripartito. En este formato, los tres parámetros del espectro de respuesta” S_a ”, “ S_v ” y “ S_d ” se combinan de tal manera que “ S_v ” se encuentra en el eje vertical y el período está en el eje horizontal, ambos en una escala logarítmica. Las ordenadas “ S_a ” se pueden leer en un eje girado 45° en sentido anti horario, y “ S_d ” se puede leer un eje girado 45° en sentido horario desde el eje vertical. Por lo tanto, las líneas con pendientes de 45° representan líneas constantes de “ S_a ” y las líneas con pendiente de 135° representan de manera constante “ S_d ”.

2.4.2.3 Espectro de Diseño Elástico.

Mientras que un espectro de respuesta se calcula para un movimiento específico del suelo, para fines de diseño es más apropiado utilizar un espectro de diseño. Un espectro de diseño se basa en un análisis estadístico de una colección de numerosos espectros de los diferentes movimientos del terreno registrados en diferentes terremotos, con posibles modificaciones basadas en la experiencia de ingeniería. En base a un concepto de un autor, Biot

(1941) sugirió que: "Cuando poseemos una colección de espectros de terremotos en un lugar determinado, se sugiere que una envolvente simplificada se debe utilizar como un espectro estándar con el propósito de diseño en esa región". Los espectros de diseño ampliamente usados fueron desarrollados por Housner (1970b), Seed et al. (1976), Newmark et al. (1973) y Newmark y Hall (1982).

A continuación se muestra un espectro diseño elástico (ver figura 6):

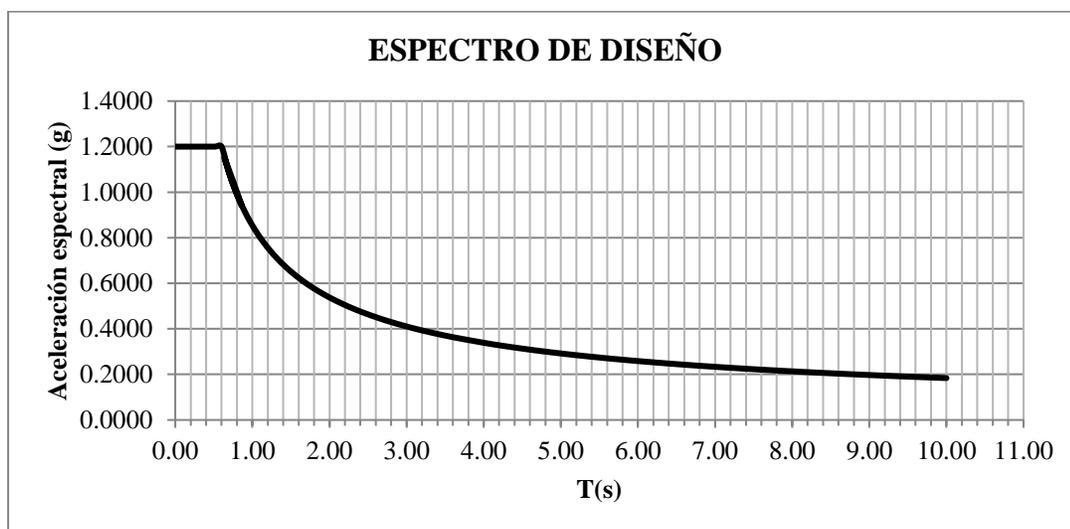


Figura 6- Espectro elástico de diseño⁸.

2.4.2.4 Espectro de Respuesta Inelástico.

Un movimiento del terreno severo generalmente exige grandes deformaciones en varios sistemas estructurales, y la respuesta estructural inelástica y la disipación de energía por histéresis en general son inevitables en las estructuras típicas.

Para que una estructura se comporte elásticamente durante un movimiento del terreno severo, su resistencia, en general, deben ser más alta que los requisitos mínimos recomendados en los códigos de construcción. En un terremoto muchos tipos de estructuras se comportan de manera inelástica, y de hecho, su supervivencia depende del comportamiento inelástico

⁸ Referencia: http://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0718-50732014000100007

adecuado y de la disipación de energía por histéresis. Por lo tanto, un espectro de respuesta elástico, aunque sea un concepto muy importante con amplias aplicaciones, tiene una capacidad limitada para predecir el daño estructural en los terremotos graves. Un espectro de respuesta inelástica (Inelastic Response Spectrum “IRS”) incluye algunas de las características fundamentales del comportamiento dinámico inelástico.

Un “IRS” representa la respuesta máxima de un sistema “SDF” inelástico (no lineal) versus a su período natural inicial (elástico) cuando es excitado por un registro de aceleración del suelo. Como se sabe, para el cálculo de un espectro de respuesta elástico, sólo dos parámetros del sistema se deben conocer: el período natural y la razón de amortiguamiento. Para el cálculo de un “IRS”, además de estos parámetros, las características de fuerza-deformación completa del sistema “SDF” deben ser especificadas, incluyendo su carga, descarga y posterior comportamiento de carga. La relación fuerza-deformación inelástica del sistema “SDF” puede ser idealizada como bilineal, trilineal, con degradación de rigidez y resistencia, entre otros.

Uno de los parámetros tradicionales utilizados en el “IRS”, así como en el diseño sísmico es la razón de desplazamiento ductilidad (m), que se define como:

$$\mu = u_{max}/u_y \quad (12)$$

Donde “ u_{max} ” y “ u_y ” son, respectivamente, las deformaciones máximas y deformación de fluencia del sistema “SDF” (las deformaciones son todos con respecto al suelo).

Por definición, $m \leq 1$ indica una respuesta elástica y $m > 1$ indica un comportamiento inelástico.

En el proceso de construcción de un espectro inelástico, las siguientes variables también se utilizan comúnmente en la investigación y la práctica. Considérese una relación genérica de fuerza-deformación, como se muestra en la Figura 7. En esta figura, “ F_y ” es el límite elástico equivalente; “ F_s ” es la resistencia de diseño de acuerdo con las disposiciones sísmicas y “ F_e ”

es la demanda de la fuerza elástica si el sistema se mantuviera elástico. Las relaciones entre estas fuerzas son las siguientes:

$$F_s = F_e/R \quad (13)$$

$$F_y = F_e/R_d \quad (14)$$

$$\Omega = F_y/F_s \quad (15)$$

Donde, usando la terminología de los códigos de construcción, “R” es el coeficiente de modificación de respuesta para calcular la resistencia de diseño “Fs” de la resistencia de diseño elástico “Fe” (obtenido a partir de un espectro de diseño elástico; “Rd” es el factor de reducción debido a la ductilidad disponible del sistema; y “Ω” representa el factor de sobre sistema que relaciona la resistencia de diseño (Fs) al límite de elasticidad equivalente del sistema (Fy). En el diseño sísmico, por lo general $R > 1,0$; Por lo tanto, las estructuras están diseñadas para fuerzas más pequeñas que las demandas para una respuesta completamente elástica. Los valores de “R”, “Rd” y “Ω” son dependientes del sistema estructural de resistencia sísmica.

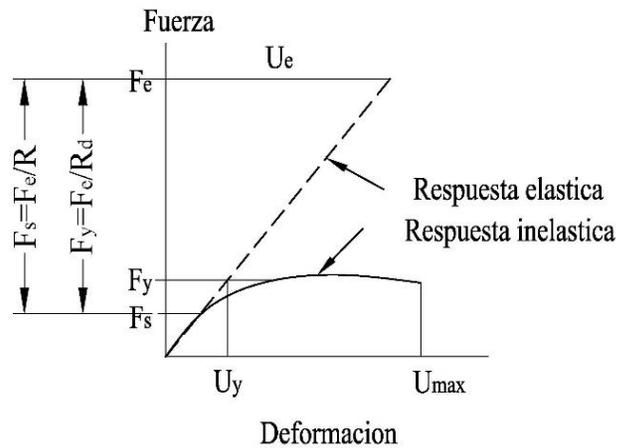


Figura 7- Relaciones de fuerza-deformación elástica e inelástica⁹.

⁹ Referencia: Earthquake engineering from seismology to performance based engineering, Bozorgnia & Bertero, capítulo 5.

2.4.2.5 Diferentes formatos del espectro de respuesta inelástico.

Los espectros de respuesta inelásticos pueden ser representados de diferentes maneras, entre los cuales se definen a continuación (Bozorgnia y Bertero, 2004).

2.4.2.5.1 Espectro de Ductilidad de Desplazamiento.

Dadas las características de un sistema SDF inelástico, incluida su relación fuerza-deformación con la resistencia a la fluencia especificada y su factor de amortiguamiento, el “IRS” puede ser representado en una gráfica de la ductilidad de desplazamiento calculada (o demandada) (m) versus el período elástico inicial (T). En este formato, se especifica el límite de elasticidad del sistema SDF, y son determinadas la máxima deformación “ u_{max} ” y el factor de ductilidad de desplazamiento “ m ” demandado por el movimiento del terreno. En la práctica, el límite elástico equivalente puede determinarse de acuerdo con las disposiciones sísmicas en un código de construcción, es decir, a partir de un espectro de diseño elástico reducido, o utilizando los resultados de un Análisis Estático No Lineal (pushover).

2.4.2.5.2 Espectro de Ductilidad Constante.

Un “IRS” también puede presentarse como un gráfico de la resistencia a la fluencia calculada (F_y) de un sistema “SDF” frente a su período elástico inicial para un valor dado de ductilidad (m).

Para construir un espectro de ductilidad constante, primeramente varios valores de período “ T ” y “ F_y ” son asumidos y las demandas de ductilidad de desplazamiento son calculadas. Entonces, a través de un proceso de interpolación, son determinados los valores requeridos de “ F_y ” que resultan en un valor especificado previamente de la relación de desplazamiento ductilidad.

2.4.2.5.3 Espectro de diseño inelástico.

Los espectros de respuesta inelásticos son elaborados para movimientos específicos del terreno; sin embargo, para uso general, espectros de diseño inelástico suavizados pueden ser mejor aplicables. Algunos ejemplos de propuesta espectros de diseño inelásticos se mencionan a continuación:

En el espectro de diseño inelástico de Newmark-Hall se tiene que dado el espectro de diseño elástico y asumido (o conocida) la relación de desplazamiento de ductilidad (μ) de un sistema de SDF, un espectro de diseño inelástico se construye mediante la modificación del espectro de diseño elástico (ver ejemplo en figura 8).

Otras metodologías usan el mismo concepto de modificar el espectro de diseño elásticos, pero lo hacen mediante un factor de reducción similar al aplicado en la mayoría de los códigos de diseño. Varios autores proponen valores de reducción “ R_d ”, pero según los autores Miranda y Bertero (1994) llegaron a la conclusión de que el factor de reducción de resistencia es en función de ductilidad de desplazamiento disponible, el período del sistema y la condición del sitio.

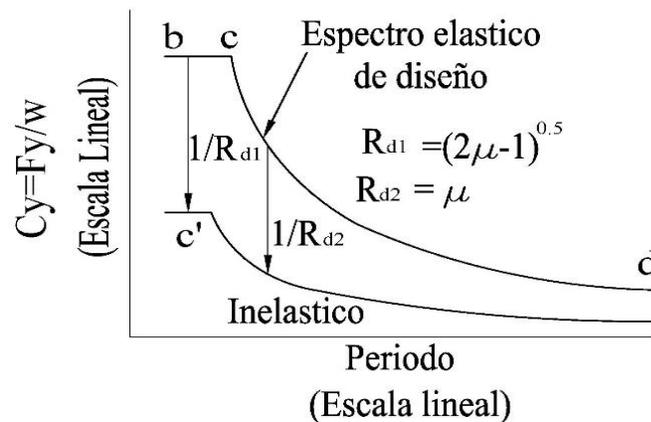


Figura 8- Espectro de diseño inelástico de acuerdo a Newmark-Hall¹⁰.

¹⁰ Referencia: Earthquake engineering from seismology to performance based engineering, Bozorgnia & Bertero, capítulo 5.

Después de haber definido la forma en que usualmente se trata las características del movimiento del terreno, se describirá la metodología básica de cómo se determinan los parámetros básicos para la construcción de los espectros de diseño que se usan en los códigos de diseño sísmico, es decir, la amenaza sísmica.

2.5 EVALUACION DE LA AMENAZA SISMICA.

En la ingeniería sísmica es de suma importancia llevar a cabo una adecuada evaluación de la amenaza sísmica, pues es el factor de mayor afectación sobre las estructuras. Aunque es usual escuchar términos como: Vulnerabilidad, Resiliencia, y Amenaza como parte de un resultado final que se llama “Riesgo sísmico”, nos centraremos en los alcances de establecer la mejor manera de actualizar norma técnica de diseño por sismo y con un enfoque mayoritario en la amenaza sísmica, por lo que a continuación se describirán los conceptos básicos y metodología general para la determinación de la amenaza sísmica por medio análisis probabilistas y deterministas.

La ocurrencia de sismos alrededor del mundo se muestra en la figura 9.

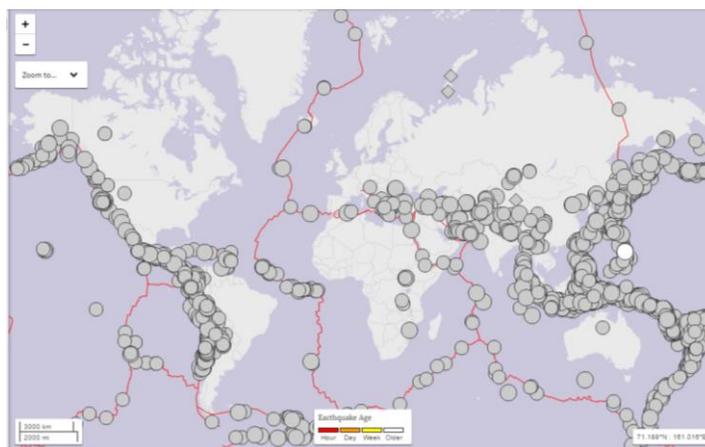


Figura 9- Localización de terremotos con magnitud >6.5 ocurridos en el período de 1975 a 2016¹¹.

¹¹ Referencia: USGS.

- Incendios y/o explosiones
- Daños en instalaciones nucleares
- Deslizamientos de Tierra
- Avalanchas
- Inundaciones debido a falla de presas o diques.

Nuestro fin es enfocarnos en el movimiento del terreno a través la evaluación de la amenaza sísmica.

La Amenaza Sísmica de un emplazamiento se define como la probabilidad de excedencia de un determinado nivel de movimiento del terreno, como resultado de la acción de terremotos en el área de influencia, durante un periodo de tiempo especificado (p.ej., Schenk, 1989). Según esta definición, la amenaza es un concepto probabilista, en el que se debe especificar qué nivel de movimiento del suelo se considera constitutivo de peligro potencial y durante qué periodo de tiempo se espera que ocurra un sismo que produzca tal movimiento. Para caracterizar dicho movimiento se consideran generalmente parámetros cinemáticos como la aceleración, velocidad o desplazamiento, bien sean los valores máximos de las correspondientes historias temporales o los valores espectrales. Si denominamos genéricamente “Y” al nivel de movimiento cuya probabilidad de excedencia se quiere determinar en el emplazamiento “E” y “t” al tiempo en años durante el cual se evalúa la amenaza “H” (del inglés Hazard), entonces ésta queda definida por la expresión:

$$H = P[y \geq Y; \text{ en } t \text{ años, en el emplazamiento } E] \quad (16)$$

Frecuentemente la amenaza se expresa también como la probabilidad anual de excedencia del valor del parámetro de movimiento $P[y > Y]$, en lugar de probabilidad en un tiempo arbitrario “t”. Dado que en todo el formalismo del cálculo de la amenaza se utilizan relaciones del movimiento fuerte del suelo, expresadas en términos de logaritmo (natural o decimal) de “Y”, y que las funciones logarítmicas son estrictamente crecientes, es común plantear la probabilidad como la de superación del logaritmo de “Y”, es decir, $P[\ln y > \ln Y \text{ en } t]$.

2.5.1 Métodos de Cálculo de Amenaza Sísmica.

Existen varios métodos para estimar la amenaza sísmica, que difieren entre ellos fundamentalmente en la manera de considerar la sismicidad del área de influencia. Los primeros propuestos durante la década de los años 60 son métodos deterministas, que dan cuenta del movimiento esperado en el emplazamiento a causa del escenario sísmico más desfavorable (p.ej., ocurrencia del sismo de mayor tamaño en la zona-fuente más cercana), y por tanto proporcionan la información sísmica de entrada necesaria en los estudios de zonificación, es decir el sismo de diseño. Sin embargo, los métodos deterministas no permiten determinar la probabilidad de ocurrencia de dicho movimiento, lo que supone un problema desde el punto de vista del diseño sismorresistente.

Posteriormente surgieron los métodos probabilistas (Cornell, 1968), que tuvieron una amplia aceptación durante los años 70, por su capacidad de ofrecer probabilidades anuales de excedencia para el parámetro del movimiento fuerte que se considerara representativo de la amenaza. En este período, la caracterización del movimiento fuerte con fines sismorresistentes se realizaba a través de un espectro de diseño basado en una forma espectral estándar de varios tramos (Newmark y Hall, 1973), construida como promedio de una familia de acelerogramas representativa del movimiento y escalada al valor de la aceleración máxima o valor de PGA (del inglés “Peak Ground Acceleration”) correspondiente al período de retorno establecido para el diseño de la estructura. La amenaza se evaluaba entonces únicamente en términos de PGA como probabilidad de excedencia de un valor fijado de este parámetro.

Con el desarrollo de leyes de atenuación o modelos de predicción del movimiento fuerte del suelo para parámetros espectrales (no sólo valores pico) a lo largo de los años 80, se hizo posible la construcción de espectros de diseño en los que se considerara la probabilidad de excedencia de todas las ordenadas espectrales para los periodos de interés en ingeniería sísmica, y no solo de la asociada a los valores pico.

De este modo surgen los Espectros de Amenaza Uniforme (UHS, del inglés Uniform Hazard Spectra), que se construyen representando punto a punto las ordenadas espectrales con

una misma probabilidad de excedencia o con un mismo periodo de retorno (p.ej., Trifunac et al., 1987). El espectro UHS es una herramienta especialmente útil en Ingeniería Sísmica, y concretamente para el diseño de estructuras con varios grados de libertad, para las cuales se demanda un nivel de riesgo uniforme (Bernreuter et al., 1989).

Uno de sus inconvenientes es el de no proporcionar directamente un sismo de diseño, para lo cual se han propuesto métodos de desagregación de la amenaza (Bernreuter, 1992). Asimismo, la incorporación de procedimientos de cuantificación de incertidumbres, en los que se integran los juicios de expertos procedentes de las diferentes disciplinas involucradas en el proceso de evaluación de la amenaza sísmica (Budnitz et al., 1997), ha contribuido a ampliar la aceptación de los métodos probabilistas.

Recientemente se han propuesto métodos de evaluación de la amenaza que combinan aspectos probabilistas, como son la estimación de probabilidades anuales y las correspondientes incertidumbres, con aspectos deterministas, como el hecho de proporcionar un escenario de diseño. La mayoría de estos métodos buscan conferir mayor robustez a los resultados del análisis de amenaza, especialmente en los estudios dirigidos al diseño sismorresistente de estructuras en emplazamientos específicos (2001; McGuire, 2001; Kochkin y Crandell, 2003).

Por todo lo anterior, para el ingeniero diseñador es importante evaluar adecuadamente la Amenaza Sísmica, para lo que existen dos diferentes enfoques o metodologías, los cuales se explican a continuación.

2.5.2 **METODOLOGÍA PROBABILISTA (PSHA)**

En este contexto se ha impuesto en las dos últimas décadas la metodología conocida como “PSHA” (Probabilistic Seismic Hazard Assessment). Dicha metodología surge al considerar que el cálculo de la amenaza requiere asumir ciertas hipótesis para cuantificar la influencia de la fuente y de la propagación de ondas en la evaluación de la amenaza, por lo que el proceso global

de cálculo conlleva numerosas incertidumbres, que hacen que los resultados se puedan ver afectados de un alto grado de dispersión. La subjetividad en la definición de fuentes sísmicas, o de modelos de movimiento del terreno, son por ejemplo dos de los factores más determinantes en la incertidumbre final de los resultados.

Ante el desconocimiento de los modelos reales, la metodología “PSHA” propone la consideración de distintas hipótesis sobre la información básica (catálogos sísmicos, geometría y caracterización de zonas fuente, distribución temporal, espacial y de magnitud dentro de cada zona, leyes de atenuación del movimiento del suelo, etc.) y lleva a cabo un análisis de las incertidumbres asociadas (Bernreuter et al., 1989, Budnitz et al., 1997). La aplicación de la metodología “PSHA” hace uso de herramientas como el juicio de expertos y el árbol lógico para fijar las opciones de cálculo y para evaluar las incertidumbres inherentes al conjunto de resultados.

Las fases de un estudio PSHA se resumen en:

- Determinación de los parámetros y opciones de entrada para el cálculo de la amenaza sísmica, incluyendo:
 - Definición de fuentes sísmicas, diferenciando entre fallas y áreas de sismicidad homogénea (métodos zonificados) o zonas de sismicidad distribuida (métodos no zonificados).
 - Definición de los modelos de sismicidad (distribución de magnitud o de intensidad) y de recurrencia temporal de terremotos.
 - Modelos del movimiento fuerte del suelo asociados a cada falla y a cada zona sismogénica.
 - Configuración del árbol lógico con todas las opciones y parámetros de entrada sujetos a variabilidad.
 - Asignación de un conjunto de pesos (o probabilidades) a las diferentes ramas del árbol lógico (que materializan distintas opciones de entrada) acorde con las opiniones de un comité de expertos.

- Cálculo de la amenaza para todos los conjuntos de opciones de entrada representadas en el árbol lógico, incluyendo si ha lugar, simulaciones estocásticas.
- Presentación de los resultados en curvas, espectros y, si es pertinente, en mapas.
- Adicionalmente se pueden realizar análisis de sensibilidad de los resultados a los diferentes nodos del árbol lógico.
- Desagregación de la amenaza y determinación del sismo de control.

En la figura 11 muestra las fases de cálculo de la probabilidad mediante el método probabilista (PSHA):

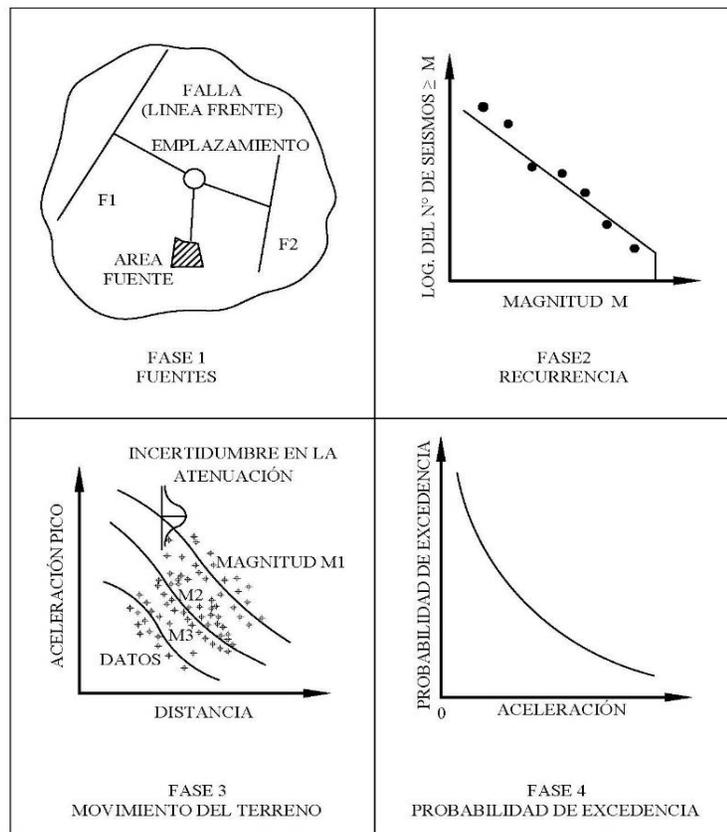


Figura 11- Fases del Cálculo de la probabilidad mediante el Método Probabilista (modificado de Benito y Jiménez, 1999).

A continuación, se describe con mayor detalle algunas de las fases de una evaluación de la amenaza sísmica a través de un “PSHA”.

2.5.2.1 Fase 1: Modelo de Sismicidad

Todo estudio de amenaza sísmica en un cierto emplazamiento debe comenzar con un detallado análisis de la sismicidad y tectónica del área de influencia alrededor del mismo; a fin de determinar qué fuentes sísmicas pueden suponer peligro potencial. De este análisis se establecerá el marco de referencia para el resto del estudio, delimitando la extensión de la zona cuyos terremotos pueden tener influencia significativa, así como las características generales de las fuentes sísmicas englobadas. Ello llevará a establecer criterios a considerar en la posterior definición de zonas. Por ejemplo, si en la zona existen fallas de actividad reciente, se deberá evaluar su potencial para generar sismos que representen un peligro para nuestro emplazamiento, y en su caso, incorporarlas como fuentes sismogénicas diferenciadas. Si a cierta distancia del área de estudio se sitúa una zona donde se generan sismos muy grandes, se deberá investigar si la posible ocurrencia de uno de esos sismos puede presentar peligro potencial en nuestro emplazamiento.

El segundo paso a realizar en el estudio es generar un catálogo sísmico que incluya todos los terremotos que potencialmente puedan afectar a nuestro emplazamiento. Además, se filtrarán también los sismos de muy baja magnitud que no presenten incidencia significativa. Por otra parte, el catálogo de proyecto deberá ser completo y homogéneo.

Un catálogo sísmico se considera completo en un determinado rango de magnitudes si contiene todos los sismos de ese rango que presumiblemente han ocurrido en la zona de influencia. El problema de los catálogos que incluyen tanto registros instrumentales como históricos es su falta de completitud, dado que a medida que disminuye la intensidad o magnitud se pierde información al remontarnos en el tiempo.

Por otro lado, un catálogo sísmico es homogéneo en lo referente al tamaño cuando el parámetro que lo define es el mismo para todos los terremotos. Frecuentemente en un mismo catálogo se incluyen medidas de magnitud en diferentes escalas, o incluso dentro de una misma escala, obtenidas a partir de diferentes fórmulas. Es imprescindible realizar las conversiones pertinentes entre las diferentes estimaciones de magnitud a fin de obtener un catálogo sísmico homogéneo. Generalmente se utiliza la magnitud momento M_w como parámetro de tamaño.

Para los sismos históricos, datados con intensidad macrosísmica, “I”, se puede emplear correlaciones I/Mw. A pesar de la incertidumbre que conlleva esta transformación, dichos sismos no pueden ser excluidos del análisis, por ser en muchos casos responsables de los mayores movimientos ocurridos en la zona y por tanto determinantes a la hora de estimar los mayores movimientos esperados.

Una vez completado y homogeneizado el catálogo, se debe elegir el modelo de sismicidad a adoptar y en función de la elección hecha se calculan los parámetros correspondientes que representarán las sismicidades como entrada de cálculo a la amenaza.

2.5.2.1.1 Métodos zonificados y no zonificados

Los modelos de sismicidad se pueden dividir en zonificados y no zonificados, en función de si se descompone el área que potencialmente constituye un peligro sísmico en zonas sismogénicas de geometría bien definida (zonas con sismicidad uniforme o fallas) o no.

Normalmente se adoptan modelos de sismicidad zonificados. Éstos consideran que la sismicidad del área en cuestión puede distribuirse en distintas zonas sismogénicas, las cuales responden a un mismo patrón de sismicidad que las caracteriza y distingue. Las zonas sismogénicas pueden ser, o bien entidades físicas reconocibles (como fallas tectónicas), o bien zonas amplias en las que la sismicidad se considera distribuida uniformemente a lo largo y ancho de toda la zona.

La inclusión de zonas tipo falla en los estudios de amenaza requiere un buen conocimiento de la geometría de la falla (tanto en superficie como en profundidad) y de su capacidad de generar terremotos (expresada normalmente a través de intervalos de recurrencia o de la tasa de deslizamiento). Por otra parte, la adopción de zonas sismogénicas con sismicidad difusa, no precisa disponer de un conocimiento tan exhaustivo de la fuente sismogénica, ya que las zonas pueden ser delimitadas a partir de los datos de un catálogo sísmico corregido y completado, incorporando información geofísica o geológica complementaria.

Además de los métodos zonificados, existen los llamados métodos no zonificados (Frankel, 1995; Kijko y Graham, 1999; Lapajne et al., 2003), en los que se considera que la sismicidad no está circunscrita a ninguna zona en concreto. Estos métodos son utilizados sobre todo en zonas de baja sismicidad. Entre los modelos no zonificados, cabe destacar aquellos en los que la distribución de epicentros responde a una geometría fractal, representada mediante un método Kernel de suavizado que incluye una ley de potencias decreciente con la distancia al epicentro (Woo, 1996).

2.5.2.1.2 Modelos de Recurrencia: Distribución frecuencia de ocurrencia-tamaño

Cuando se sigue un método zonificado, la sismicidad de cada zona se debe caracterizar por una ley de recurrencia que relacione el tamaño de sismos albergados en ella con su frecuencia, expresando así la distribución temporal de magnitudes (o bien de intensidades). En análisis “PSHA” se asume que la ley de recurrencia obtenida para el pasado es extrapolable para la predicción de la sismicidad en el futuro. Uno de los modelos o leyes más empleados a tal fin es el modelo de Gutenberg-Richter (Gutenberg y Richter, 1944) y algunas de sus variantes (modelo doblemente truncado de Cosentino et al., 1977).

La Ley Gutenberg-Richter (Figura 12) establece una proporción constante entre el número de sismos grandes y pequeños para una determinada zona, asumiendo que el número acumulativo de sismos que superan cada grado de magnitud varía linealmente con este parámetro. La expresión matemática de ley de Gutenberg-Richter es:

$$\text{Log}N = a + b.M \quad (17)$$

Donde M es la magnitud, N es el número de sismos que tienen igual o mayor magnitud que M, y a y b son constantes.

Dicha ley es invariante con la escala, es decir, que la proporción entre el número de sismos grandes y pequeños, dentro de un rango especificado de magnitudes, es constante. Esta invarianza con la escala es la base para la aplicabilidad de una distribución fractal (o distribución de Ley de Potencias) a la sismicidad (Turcotte, 1997).

Este modelo es comúnmente usado en la caracterización de zonas sismogénicas y de fallas activas, lo que supone considerar que la sismicidad se ajusta a una determinada ley de recurrencia, de tipo exponencial, entre dos valores extremos de magnitud que son, respectivamente la mínima, “ m_0 ”, y la máxima de la zona, “ m_u ”. Es equivalente a considerar que el modelo de distribución es un modelo de Poisson. Para el ajuste de la sismicidad de una zona a este modelo se consideran generalmente los datos de sismicidad histórica e instrumental, y se determinan los parámetros “ a ” y “ b ” mediante análisis de regresión.

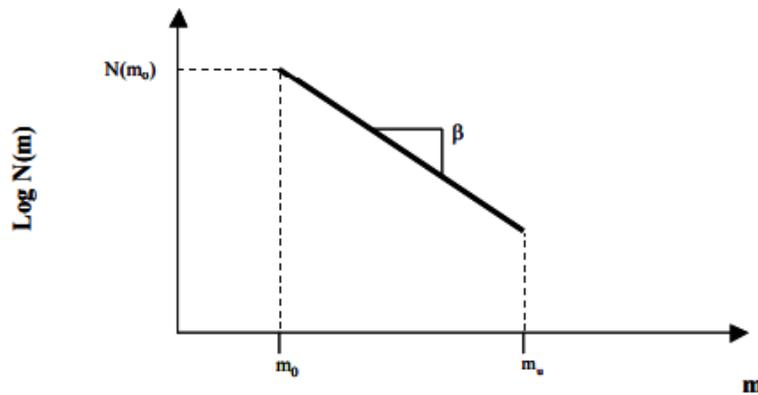


Figura 12- Representación típica de la Ley de Gutenberg-Richter (1954) para una zona sismogénica o falla, cuya sismicidad sigue un modelo de Poisson, truncada con un umbral inferior de magnitud m_0 y uno superior m_u .

Comúnmente la ecuación anterior se expresa en forma complementaria acumulativa y exponencial, como:

$$N(m) = N (m_0) e^{(-\beta (m-m_0))} \quad (18)$$

Donde m_0 es la magnitud mínima de referencia y $\beta = b \ln_{(10)}$.

Si bien el modelo de Gutenberg-Richter tiene gran aceptación, para el caso particular de las fallas activas muchos autores prefieren el modelo del terremoto característico (Schwartz y Coppersmith, 1984). Dicho modelo (Figura 13) establece que una falla activa da lugar a terremotos de un tamaño relativamente grande y aproximadamente constante cada cierto intervalo de tiempo. El modelo de sismo característico no respeta la invariabilidad con la escala que caracteriza la relación de Gutenberg-Richter, ya que los mayores sismos que se repiten cada cierto tiempo tienen una magnitud superior a la que establece la pendiente de dicha relación.

Es frecuente encontrar en la literatura estudios de amenaza que, o bien adoptan modelos híbridos que combinan aspectos del modelo característico y de Gutenberg-Richter (Youngs y Coppersmith, 1985), o bien utilizan ambos modelos en el mismo análisis (modelo de sismo característico para fallas y Gutenberg-Richter para zonas; p.ej., Frankel et al., 1996).

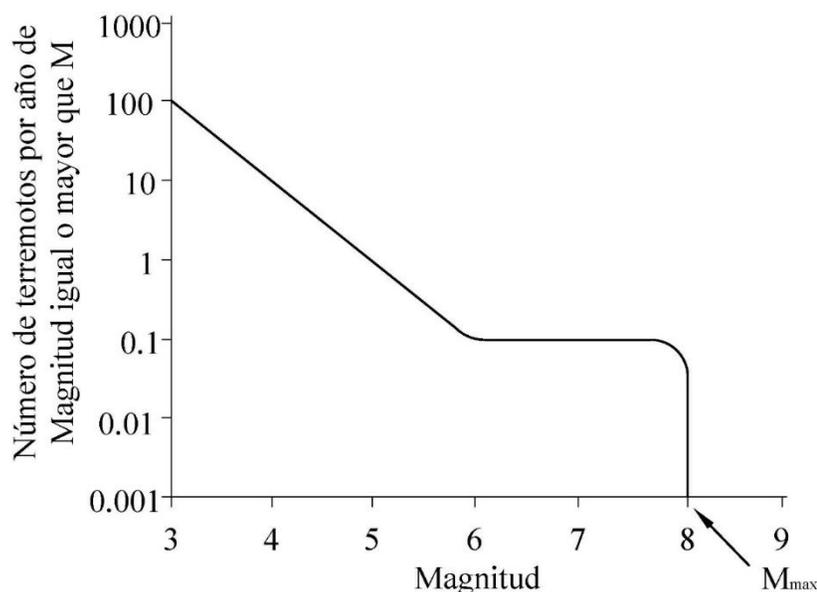


Figura 13- Modelo del terremoto característico

Con cualquiera de los modelos adoptados, los parámetros que definen la sismicidad en cada zona o falla, necesarios para el cálculo de la amenaza, son las magnitudes máximas (m_u o m_{max}) y mínima (m_0), la tasa de sismos por encima de la magnitud mínima $N(m_0)$ y la pendiente de la relación “ β ”, además de la anchura del intervalo de magnitud máxima para el caso del modelo de terremoto característico (McGuire, 2004).

2.5.2.2 Fase 2: Modelos de predicción del movimiento fuerte del suelo

Una vez determinado el modelo de sismicidad de la región de interés para el estudio “PSHA”, incluyendo los parámetros característicos de cada zona sismogénica, se debe establecer el modelo de predicción del movimiento fuerte del suelo en el emplazamiento (también conocido frecuentemente como *ley de atenuación*). Dicho modelo relaciona el

movimiento del terreno en el emplazamiento (definido por algún parámetro del movimiento genérico “Y”, que normalmente es una aceleración o velocidad) con el parámetro que establece el tamaño del sismo en la fuente (intensidad macrosísmica “I” o magnitud “m”), la distancia fuente - emplazamiento “r”, y una medida de la dispersión del modelo. Algunos modelos incluyen otros términos como el factor de suelo, el tipo de falla causante del sismo o el tipo de sismo en función de su localización hipocentral.

Generalmente, la ecuación de predicción del movimiento del terreno se formula de la siguiente forma:

$$\ln y = \Psi (r, m, \dots) + \varepsilon \sigma_{\ln y} \quad (19)$$

Donde:

- $\ln y$ es el logaritmo neperiano del parámetro del movimiento en el emplazamiento (es habitual también encontrar logaritmo decimal en lugar de neperiano). A su vez la variable Y suele representar la aceleración pico, PGA, o alguna aceleración o velocidad espectral, SA o SV.
- $\psi (r,m,\dots)$ es una función de la magnitud, de la distancia y eventualmente de otras variables (factor de suelo, tipo de falla, etc.). Por definición, para $\varepsilon = 0$ se obtiene la media de la distribución normal, es decir:

$$\psi (r,m,\varepsilon = 0) = \ln y \quad (20)$$

- El término $\varepsilon \sigma_{\ln y}$ se denomina *término de error del modelo del movimiento* y tiene gran importancia en los estudios de amenaza. Consta de dos factores:

El parámetro ε es un número real que indica el número de desviaciones estándar $\sigma_{\ln y}$ utilizadas para evaluar el movimiento $\ln y$. Por ejemplo, si $\varepsilon = 1$, estaríamos prediciendo el movimiento como el valor medio (para cierta m y r) más una desviación, $\ln y = \ln y + \sigma_{\ln y}$.

$\sigma_{\ln y}$ es la desviación estándar del $\ln y$. Normalmente se calcula mediante un análisis de regresión y por lo general considera que sigue una distribución log-normal (p.ej., Budnitz et al., 1997), si bien, algunos autores proponen truncar dicha distribución en su límite superior para mejorar el ajuste a los datos (Restrepo-Vélez y Bommer, 2003). El ajuste por mínimos cuadrados de N observaciones del movimiento fuerte i y (con $i = 1 \dots N$) a una función del tipo $\psi(r, m, \dots)$ requiere minimizar la ecuación:

$$\sigma_{\ln y} = \sqrt{\frac{\sum (y_i - \psi(r, m, \dots))^2}{N}} \quad (21)$$

Existen varias maneras de definir las variables incluidas en los modelos del movimiento (p.ej., Abrahamson y Shedlock, 1997), lo que se traduce en diferentes definiciones de magnitud, distancia, etc., (p.ej., M_s , M_w , M_L , R_{ep} , R_{hip} , R_{rup} , etc). En rigor, esto impediría la comparación directa de los modelos que usan diferentes definiciones y complicaría la elección del modelo que mejor se ajusta a las características específicas de un cierto emplazamiento. Ante esta situación, se hace necesario establecer los procedimientos adecuados de selección del modelo (Cotton et al., 2004), lo cual implica recurrir al uso de fórmulas de conversión entre diferentes tipos de variables que además proporcionen una estimación de la propagación de la incertidumbre asociada (Sabetta et al., 2005). La figura 14 muestra un ejemplo de ajuste de datos de PGA a una ley de atenuación, y representa el modelo promedio para dos magnitudes, con los correspondientes intervalos de confianza del 95%, pudiendo apreciarse la variabilidad de los datos respecto a la media del modelo $\psi(r, m, \dots)$.

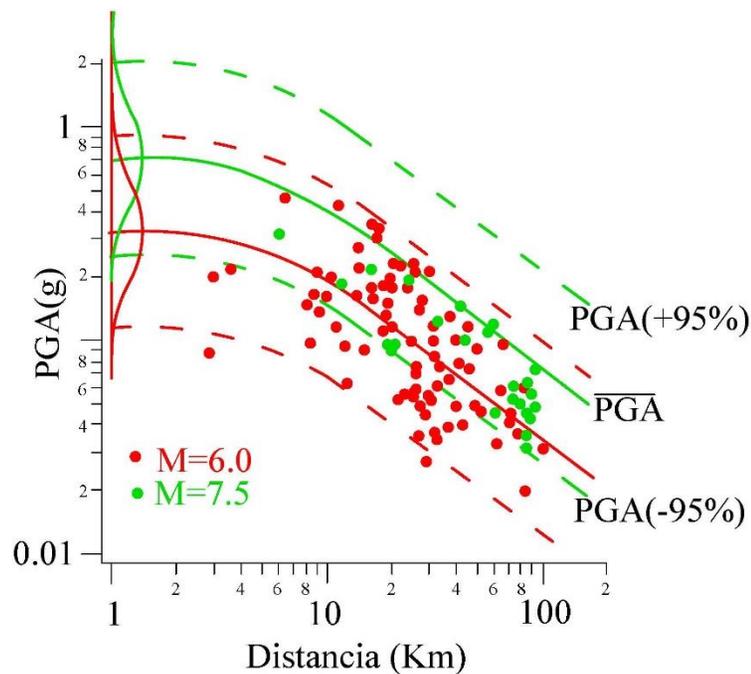


Figura 14- Modelo del movimiento del suelo (dado mediante la aceleración pico del suelo, PGA medida en g) en función de la distancia (en km) para 2 valores de magnitud. El modelo fue deducido mediante regresión de registros de movimiento fuerte correspondientes a sismos reales (puntos). Las líneas continuas brindan la variación de la PGA media y las discontinuas las de los percentiles del 5% (PGA-95%) y del 95% (PGA+95%). A la izquierda se ven las distribuciones representativas del movimiento a distancia de 1 km.

2.5.2.3 Fase 3: Integral de la Amenaza.

Una vez establecidos los modelos de recurrencia de terremotos, las zonas sismogénicas donde estos ocurren, y los modelos de predicción del movimiento fuerte del suelo en el emplazamiento, se tienen todos los elementos necesarios para resolver la integral de la amenaza, según el planteamiento probabilista de Cornell (1968). La amenaza se evalúa entonces como la probabilidad de superación de un valor umbral del parámetro de movimiento en el emplazamiento, debido a la actividad de todas las zonas sismogénicas que rodean al mismo y que pueden contribuir al movimiento esperado. La forma funcional de la integral de la amenaza debida a un conjunto de N fuentes sísmicas es la siguiente:

$$(y > Y) = \sum_{i=1}^n \lambda_i (y > Y) = \sum_{i=1}^n V_i \iiint \text{Pi}\{y > Y | m, r, \varepsilon\} f_{M_i}(m) f_{R_i}(r) f_{\varepsilon_i}(\varepsilon) dm dr d\varepsilon$$

(22)

Donde la triple integral tiene como límites las magnitudes y distancias mínimas y máximas de la fuente y los valores en los que se trunca la relación de predicción del movimiento (proporcionales al número de desviaciones estándar de la ecuación del modelo del movimiento). Si ésta no se trunca, entonces la integral se evalúa entre $-\infty$ y $+\infty$.

En la Ecuación 22, $\lambda(y>Y)$ representa la tasa anual de excedencia del nivel del movimiento Y , debida a ocurrencia de terremotos en las N fuentes, que es suma de las tasas anuales de excedencia $\lambda_i(y>Y)$ en cada una de las fuentes (las cuales presentan una tasa anual de ocurrencia de terremotos v_i).

El término $P_i[y>Y | m,r,\varepsilon]$ da la probabilidad de excedencia de “ Y ” condicionada a las variables “ m ”, “ r ” y “ ε ”. Por último, las funciones $f_{M_i}(m)$ $f_{r_i}(r)$ $f_{\varepsilon_i}(\varepsilon)$ son las funciones de densidad de probabilidad (o PDFs) de magnitud, distancia y épsilon, respectivamente.

Si se considera que la probabilidad de excedencia de “ Y ” es función de las variables “ m ”, “ r ” y “ ε ” únicamente, entonces $P_i[y>Y | m,r,\varepsilon]$ sólo puede tomar los valores uno o cero (Abrahamson, 2000). Cuando se produce excedencia del movimiento, es decir, los valores de las variables “ r ”, “ m ” y “ ε ” usados para evaluar el movimiento y son tales que $y > Y$, la probabilidad de excedencia vale uno. En caso de que no se produzca excedencia, entonces la probabilidad condicionada $P_i[y>Y | m,r,\varepsilon]$, toma el valor cero. Matemáticamente, esta duplicidad de valores que puede tomar $P_i[y>Y | m,r,\varepsilon]$ se expresa mediante la función $H(\ln y - \ln Y)$, donde $H()$ es la función de Heaviside o función escalón. Esta función vale uno cuando $\ln y > \ln Y$, y cero en caso contrario. Así pues, la ecuación anterior se puede expresar de la forma:

$$\lambda(y > Y) = \sum_{i=1}^n \lambda_i(y > Y) = \sum_{i=1}^n v_i \iiint H(\ln y - \ln Y) f_{M_i}(m) f_{r_i}(r) f_{\varepsilon_i}(\varepsilon) dm dr d\varepsilon$$

(23)

2.5.2.3.1 Función de densidad de probabilidad en magnitud, $F_M(M)$

La función de densidad de probabilidad en magnitudes para la fuente i , $f_{M_i}(m)$, se calcula directamente a partir de la ley de recurrencia en magnitudes. Para el caso de la ley de Gutenberg-Richter doblemente truncada, la expresión de $f_{M_i}(m)$, tiene la forma siguiente:

Donde M_{0i} y M_{Mi} son las magnitudes mínima y máxima asignadas a la fuente i . De la fórmula de la distribución de probabilidad se deriva directamente la expresión para la tasa de ocurrencia de terremotos a magnitud mínima M_{0i} en la fuente i : anual

$$f_{M_i}(m) = \frac{\beta e^{-\beta(m-M_{0i})}}{1-e^{-\beta(M_{Mi}-M_{0i})}} \quad \text{Con } M_{0i} \leq m \leq M_{Mi} \quad (24)$$

$$V_i = e^{\alpha_i - \beta_i M_{0i}} \quad (25)$$

Donde α_i y β_i son los coeficientes de la relación Gutenberg-Richter para la fuente i .

2.5.2.3.2 Función de densidad de probabilidad en distancia, $F_R(R)$

La amplitud del movimiento del suelo en el emplazamiento depende de la distancia desde la fuente donde se origina el sismo hasta el propio emplazamiento. En general, se desconoce el lugar concreto dentro de la zona sismogénica en el que va a ocurrir un sismo en el futuro. Por tanto, la estimación de la distancia fuente-emplazamiento debe realizarse recurriendo a planteamientos probabilistas. Esto se realiza a través de la función de densidad en distancias $f_R(r)$ o PDF(r).

La manera de diseñar esta función es la siguiente: para cada distancia “ r ” se determina la fracción de área fuente Δr que se encuentra a esa distancia del emplazamiento con respecto al área fuente total. Se obtiene así un conjunto de pares $(r, \Delta r)$ que conforman la función de densidad de probabilidad en distancias $f_R(r)$. Asociada a la función $f_R(r)$ se puede obtener la función acumulativa de probabilidad en distancias $F(r)$, o CDF(r).

Por lo general, la función de densidad de probabilidad en distancias $f_R(r)$, no tiene una expresión analítica y debe ser calculada numéricamente. Tres casos particulares para los cuales se conocen dichas expresiones analíticas son los siguientes:

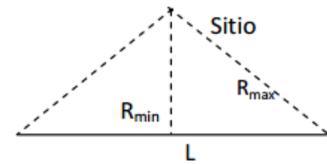
Caso 1: Fuente puntual:

$$f_R(r) = 1 \quad \forall r \quad (26)$$

Caso 2: Fuente lineal de longitud L , cuyos extremos equidistan del sitio en el que se calcula la amenaza, siendo R_{min} y R_{max} las distancias fuente-emplazamiento mínima y máxima, respectivamente:

$$PDF = f_R(r) = \frac{2r}{L\sqrt{r^2 - R_{min}^2}} \quad (27)$$

$$R_{min} < r \leq \sqrt{R_{min}^2 + \frac{L^2}{4}} \quad (28)$$

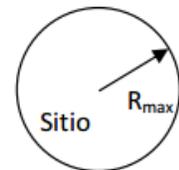


$$CDF = F(r) = \frac{2\sqrt{r^2 - R_{min}^2}}{L} \quad (29)$$

Caso 3: Fuente circular de radio R_{max} centrada en el punto donde se calcula la amenaza:

$$PDF = f_R(r) = \frac{2r}{R_{max}^2} \quad \text{con } 0 \leq r \leq R_{max} \quad (30)$$

$$CDF = F(r) = \frac{r^2}{R_{max}^2} \quad (31)$$



Pese a que estos casos representan situaciones poco realistas, tienen gran importancia para calibrar métodos numéricos de cálculo de las PDFs de distancias, como así han realizado diversos autores (Chapman, 1995; Bazzurro y Cornell, 1999; Benito et al., 2004; Ordaz, 2004).

2.5.2.3.3 Probabilidad de excedencia condicionada $P_i [y>Y | m,r,\varepsilon]$ y función de densidad de probabilidad estándar de épsilon, $F\varepsilon (\varepsilon)$.

En el cálculo de la amenaza, se considera que el término de probabilidad de excedencia del movimiento del suelo Y condicionada a “ m ”, “ r ”, y “ ε ”, $P[y>Y|M,R,\varepsilon]$, sigue una distribución normal de media “ $\ln y$ ” y desviación típica $\sigma_{\ln y}$ (Budnitz et al., 1997), es decir :

$$P [y > Y | M, R, \varepsilon] = \frac{1}{\sigma_{\ln y} \sqrt{2\pi}} \int_{\ln Y}^{+\infty} \exp\left(\frac{-(\ln y - \overline{\ln y})^2}{2\sigma_{\ln y}^2}\right) d(\ln y) \quad (32)$$

En la práctica, en vez de extender la integración hasta $+\infty$, ésta se trunca cuando la diferencia $(\ln y - \overline{\ln y})$ es múltiplo de $\sigma_{\ln Y}$, siendo ε la constante de proporcionalidad. Matemáticamente, esto se expresa como:

$$(\ln y - \overline{\ln y}) = \varepsilon \sigma_{\ln Y} \quad (33)$$

En esta ecuación, el valor de “ $\ln y$ ” viene directamente dado por el modelo del movimiento (ecuación 34).

Así pues, el parámetro ε denota el número de desviaciones estándar usadas a la hora de evaluar el valor del parámetro del movimiento en el sitio mediante la ley de atenuación, y es, por tanto, una medida de la tolerancia admitida a la hora de usar la ley de atenuación. Luego, si se denota mediante ε_{trunc} al valor de truncamiento de épsilon, se tiene que:

$$\ln y = 0 \quad \forall \varepsilon < \varepsilon_{trunc} \quad (34)$$

Y la tolerancia máxima permitida (desviación con respecto a $\ln y$) es: $\varepsilon_{\text{trunc}} \sigma_{\ln y}$. Ello significa que no se consideran posibles valores de “ $\ln y$ ” predichos con un número de desviaciones $\sigma_{\ln y}$ superiores en número a $\varepsilon_{\text{trunc}}$. Es decir: $\ln y = \psi(r, m, \dots) + \varepsilon_{\text{trunc}} \sigma_{\ln y}$ es el límite superior del movimiento predicho.

La Figura 15 ilustra cómo estarían representadas las probabilidades de superación de un cierto valor de movimiento “ Y ” haciendo la predicción con una determinada ley de atenuación, para un valor dado de magnitud y diferentes distancias r_1, r_2, r_3 , etc.

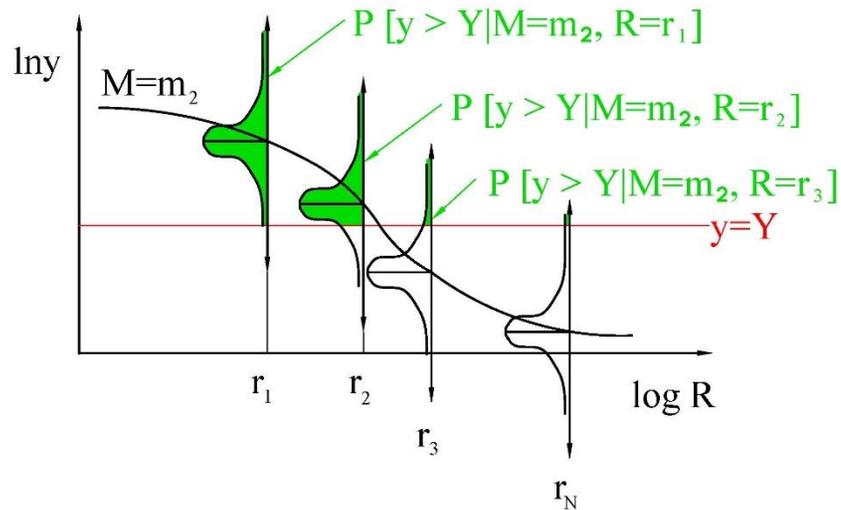


Figura 15- Curva de atenuación del movimiento ($\ln y$) para un valor de magnitud $M = m_2$ a diferentes distancias (trazo negro). Para varias distancias ($r_1, r_2, r_3, \dots, r_n$) se indica también la distribución de probabilidad de excedencia del movimiento Y (representado por la línea roja) condicionada a $M = m_i$ y $R = r_i$ ($i = 1, 2, 3, 4, \dots, n$) es decir, $P [y > Y | m = m_i, r = r_i]$. Las áreas verdes representan la probabilidad de excedencia (con $\varepsilon_{\text{trunc}} \rightarrow \infty$) de Y para cada una de las distancias consideradas.

Recientemente, se ha tomado consciencia de la importancia del valor de truncamiento de ε en los resultados de las predicciones de la sismica (p.ej., Bazzurro y Cornell, 1999; Harmsen, 2001). Esto es especialmente apreciable a periodos de retorno muy largos, en los que los altos valores de ε posibilitan contribuciones significativas a la amenaza que en ocasiones resultan en aceleraciones esperadas muy poco realistas (p.ej., Bommer et al., 2004a).

2.5.2.3.4 Resolución numérica de la integral de Amenaza.

La integral de amenaza se resuelve finalmente introduciendo las funciones de densidad $f(x)$, o bien las correspondientes funciones de distribución $F(x)$ en la ecuación 35, siendo “ x ” cada una de las variables “ m ”, “ r ” y “ ε ”. Generalmente la triple integral se resuelve numéricamente considerando intervalos discretos de las variables denominados genéricamente celdas $\Delta r - \Delta m - \Delta \varepsilon$. La diferencia de las funciones de distribución de cada variable en los extremos de la correspondiente celda da el valor de la contribución de la misma a la amenaza.

$$F_i (m | sector_{u,u+1}) = \frac{e^{-\beta(m_u - M_0)} - e^{-\beta(m_{u+1} - M_0)}}{1 - e^{-\beta(M_M - M_0)}} \quad (35)$$

$$F_i (r | sector_{v,v+1}) = F(r_{v+1}) - F(r_v) = (r_{v+1} - r_v) \cdot \left(\frac{\Delta A_{v,v+1}}{A} \right) \quad (36)$$

Los valores de $F_i(\varepsilon_w)$ se toman de tablas, con lo cual no es necesario recurrir a ninguna técnica numérica de resolución de la integral indefinida. Sustituyendo en la ecuación 36, la tasa de excedencia del movimiento resulta ser:

$$\lambda(y > Y) = \sum_{i=1}^N \lambda_i V_i \sum_{u=M_{\min}}^{M_{\max}} \sum_{v=R_{\min}}^{R_{\max}} \sum_{w=\varepsilon_{\min}}^{\varepsilon_{\max}} \left(\frac{e^{-\beta(m_u - M_0)} - e^{-\beta(m_{u+1} - M_0)}}{1 - e^{-\beta(M_M - M_0)}} \right) \cdot (r_{v+1} - r_v) \cdot \left(\frac{\Delta A_{v,v+1}}{A} \right) \cdot [F_i(\varepsilon_{w+1}) - F_i(\varepsilon_w)] \quad (37)$$

Ésta es la ecuación que da la amenaza en el emplazamiento a causa de la acción de N fuentes como suma de las contribuciones de celdas $\Delta r - \Delta m - \Delta \varepsilon$.

2.5.2.3.5 Representación de resultados: Curva de Amenaza.

El modo de resolución numérica de la ecuación de la amenaza, explicado en el punto anterior, se refiere a un solo emplazamiento y permite calcular la probabilidad de excedencia de un nivel del movimiento específico. Sin embargo, los estudios de amenaza son generalmente

más completos, y al menos dan la probabilidad de excedencia de varios niveles del movimiento, expresada a través de diversos parámetros (PGA, SA(T), etc) y en ocasiones no en un único emplazamiento sino en una región más extensa.

La curva de la amenaza en un cierto sitio proporciona la probabilidad anual de excedencia o su inversa, el período de retorno (en ordenadas) de una serie de valores de un determinado parámetro del movimiento (en abscisas).

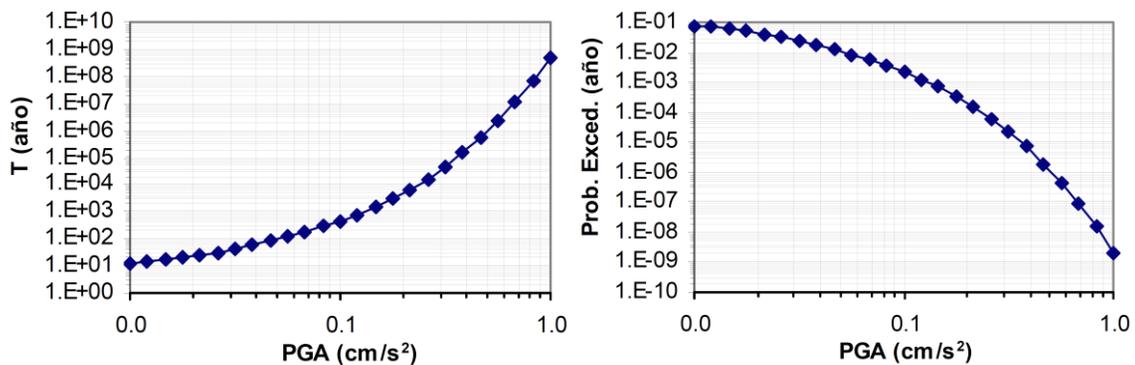


Figura 16- Curva de amenaza para un emplazamiento expresada en función del periodo de retorno (izq) o de la probabilidad anual de excedencia (dcha).

Para establecer esta curva se requiere resolver la integral de la amenaza para varios valores del parámetro del movimiento de referencia “Y”. Los puntos de la Figura 16 indican los resultados del estudio. En los tramos continuos de la curva realmente no se han obtenido resultados y por lo general se determinan mediante interpolación lineal de pares (T, Y) (o alternativamente (P, Y)) sucesivos en la curva.

Una vez determinado el valor de la probabilidad media anual de excedencia o período de retorno correspondiente a un determinado nivel de movimiento del terreno, el cálculo de la probabilidad de excedencia de dicho movimiento en un período de t años es inmediato:

$$P(y > Y \text{ en } t \text{ años}) = 1 - e^{-\lambda t} \quad (38)$$

Donde:

“ λ ” es la tasa anual media de excedencia del nivel de movimiento,

“ Y ”, y “ t ” es el número de años para los que se calcula la amenaza.

2.5.2.4 Análisis de Incertidumbres.

En el Apartado precedente se presentaron los fundamentos del estudio de amenaza considerando tan sólo un conjunto de opciones de cálculo y de valores de los parámetros de entrada. Sin embargo, la falta de conocimiento profundo de los procesos físicos involucrados en las diferentes fases de cálculo de la amenaza introduce gran incertidumbre en los resultados del análisis probabilista (p.ej., Schenk, 1989; Budnitz et al., 1997).

Ante la imposibilidad de eliminar por completo estas incertidumbres, se han desarrollado técnicas de reconocimiento, cuantificación y en la medida de lo posible, reducción de las mismas. En la actualidad, el análisis de incertidumbres más o menos exhaustivo es práctica generalizada en las estimaciones de amenaza, y su cuantificación es parte importante de la línea metodológica “PSHA”. Además, y debido a que nuestro conocimiento sobre el fenómeno sísmico es incompleto, es muy importante llegar a un consenso científico sobre cuál es la mejor información en la que basarse para una estimación fiable de la amenaza sísmica. Uno de los aspectos relevantes de la metodología PSHA es precisamente que aporta el marco teórico para lograr este consenso.

Existen diversos modos de clasificar las incertidumbres en Amenaza Sísmica, no habiendo un claro consenso sobre definiciones y denominaciones relativas al tema. Quizás la clasificación más utilizada es la que distingue entre *incertidumbre epistémica* e *incertidumbre aleatoria*, definidas como: Epistémicas, inherentes a los modelos asumidos de sismicidad, zonificación, predicción del movimiento, etc., que sólo podrían estimarse si se conociera el modelo real, o Aleatorias, asociadas a errores en la estimación de parámetros de un determinado modelo. Pueden reducirse aumentando la cantidad y calidad de los datos existentes para estimar con mayor precisión dichos parámetros.

Ambos tipos de incertidumbres se presentan en las diferentes fases de cálculo de la amenaza: definición de zonas sismogénicas y relaciones de recurrencia, leyes de atenuación y efecto de las condiciones locales del emplazamiento. Para cuantificar y calibrar dichas incertidumbres se ha propuesto la metodología de Árbol Lógico (Cramer, 2001a; Wahlström y Gruntal, 2000).

2.5.2.5 Árbol Lógico.

El árbol lógico o árbol de decisión es una herramienta usada en estudios de amenaza sísmica con el fin de contemplar todas las opciones que se pueden incluir en el análisis, y establecer cuales pueden ocurrir con más probabilidad que otras, proporcionando una estimación cuantitativa de la incertidumbre epistémica del estudio “PSHA”. Su formulación ha sido desarrollada por Coppersmith y Young (1986), EPRI (1987) y National Research Council (1988).

El método ordena la serie de estimaciones a realizar en el análisis de amenaza y dirige la incertidumbre de cada estimación de una manera secuencial, hasta obtener la incertidumbre de los resultados finales. El razonamiento que da lugar a plantear el árbol lógico es el siguiente: si nuestro conocimiento sobre un determinado factor que entra en juego en el estudio PSHA es incompleto, entonces considérense todas las opciones plausibles para explicar el comportamiento de dicho factor, y pondérense dichas opciones atribuyendo mayor peso a las más realistas. De esta forma, el resultado obtenido será el más completo y el más acorde con el estado del arte.

El diseño típico del árbol lógico consta de diversos nodos y ramas (ejemplo en Figura 17). Los nodos representan los elementos del análisis cuya incertidumbre se quiere cuantificar, por ejemplo la elección de un modelo de atenuación, de una zonificación sísmica, etc. Las ramas indican las diferentes opciones consideradas para cada nodo. De todos los nodos sale al menos una rama. Todas las ramas, excepto la del extremo final, desembocan en un nodo. A cada rama que parte de un mismo nodo se le atribuye un peso o probabilidad de ocurrencia del suceso condicionada a esa variable.

Así, si un determinado nodo representa la elección de zonificación, y se incluyen tres posibles zonificaciones como ramas de ese nodo, a cada una se le asignará un peso, que representará la probabilidad de esa elección de zonificación, es decir, la probabilidad de que esa rama represente el valor correcto.

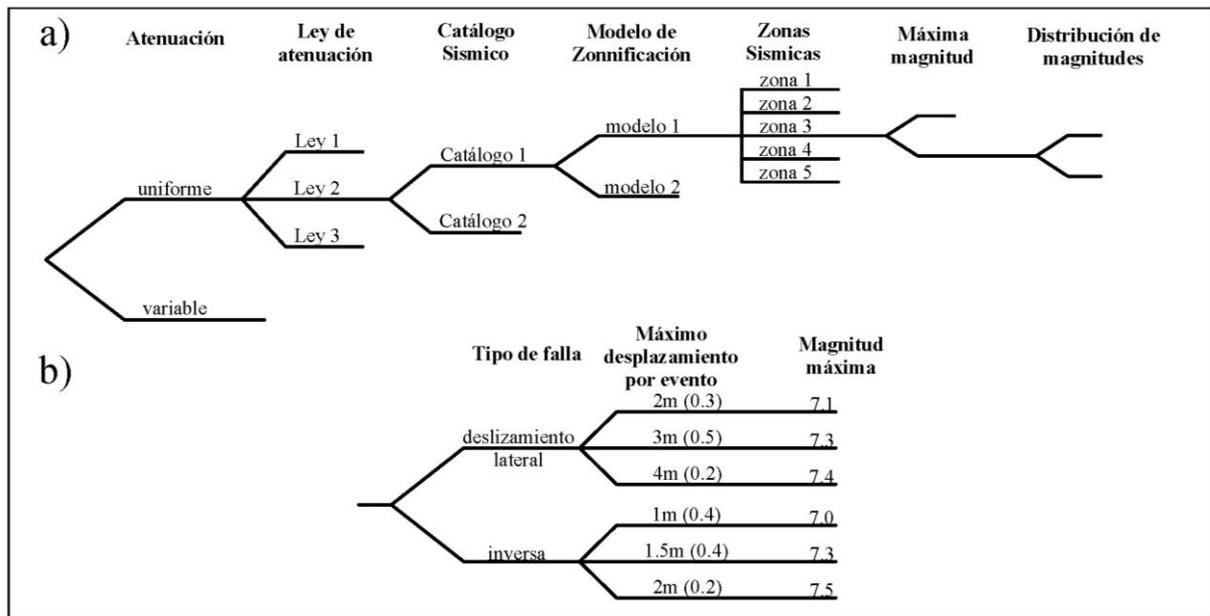


Figura 17- a) Estructura general de árbol lógico para la estimación probabilista de la amenaza sísmica. b) Ejemplo de una parte de árbol lógico, correspondiente a la estimación de la magnitud máxima. Los números entre paréntesis son los pesos asociados a cada opción.

En el “PSHA” se asume generalmente que todos los valores que puede tomar la variable definida en cada nodo son mutuamente exclusivos y colectivamente exhaustivos, por lo cual la suma de todos los pesos de las ramas de un mismo nodo debe ser la unidad. Es muy importante realizar un diseño de árbol lógico acorde con estas hipótesis, a fin de evitar incongruencias matemáticas. Las ramas del árbol lógico deben representar opciones alternativas creíbles (ramas o-o, es decir, o una opción u otra opción, según Abrahamson, 2000) y no opciones que suceden en unas ocasiones y no en otras.

Un suceso cualquiera del árbol lógico, o dicho de otro modo, la adopción de un conjunto de opciones de entrada para el cálculo de la amenaza, vendrá definida por una sucesión de ramas pertenecientes a los sucesivos nodos. La probabilidad de que ocurra el suceso representado por esta sucesión de ramas en cuestión, es el producto de los pesos (o probabilidades) de cada una de las ramas.

En el caso general, un árbol lógico de n nodos con r_1, r_2, \dots, r_n ramas respectivamente, dará lugar a un total de $T = (r_1, r_2, \dots, r_n)$ resultados individuales, expresados como tasas anuales de excedencia, es decir, a un conjunto de T valores de λ_i ($i=1, \dots, T$). Cada uno de estos valores será ponderado mediante el producto de los pesos de cada rama considerada. Frecuentemente se combinan las soluciones de las diferentes ramas a fin de dar un único resultado del análisis de amenaza. Así, para un período de retorno especificado, se calcula el valor del movimiento esperado para todas y cada una de las sucesiones de ramas del árbol lógico, con los correspondientes pesos.

Para ello, se lleva a cabo un tratamiento estadístico de los resultados parciales relativos a las múltiples opciones de entrada del árbol lógico, ajustándolos a una distribución normal de la tasa anual de excedencia del movimiento en el sitio, cuya media es ponderada según los pesos o probabilidades asignadas a las diferentes ramas del árbol. Llamando λ_i ($i=1, \dots, n$) a la tasa anual de excedencia de la rama i -ésima del árbol lógico y w_i al correspondiente peso, que como se vio anteriormente, es producto de los pesos individuales de las ramas consideradas, entonces el valor medio (λ_w) y la desviación típica estándar (σ_w) de la distribución de amenaza total - resultante del árbol lógico ponderado por los pesos w_i - vienen dados por las siguientes expresiones (NIST/SEMATECH, 2005):

$$\lambda_w = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} w_i \lambda_i}{n} \quad \sigma_w = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} w_i (\lambda_i - \lambda_w)^2}{\frac{n'-1}{n'}}} \quad (39)$$

Donde n' indica el número de nodos cuyos pesos son distintos de cero.

La desviación estándar da una medida de la incertidumbre total del movimiento del suelo esperado en el emplazamiento para el periodo de retorno especificado. Es importante resaltar que la incertidumbre total depende de la amplitud del movimiento del suelo para el que se evalúa la amenaza (Cramer et al., 1996).

En general, como resultado del análisis de amenaza se presentan varias curvas que representan en ordenadas la tasa o probabilidad anual de excedencia para la media y diversos niveles de confianza (percentiles) determinados y en abcisas el valor del parámetro del movimiento. La cuantificación de la incertidumbre lleva a establecer así, el intervalo en el cuál se encontrará el valor del parámetro de medida de la amenaza, con una cierta probabilidad, que es fijada en función del nivel de riesgo que se requiere asumir, dependiendo de la aplicación a la que vaya dirigida la estimación. Es práctica habitual, a la par que recomendable, acompañar estos resultados de gráficas o mapas que indiquen la variabilidad y/o incertidumbre involucrada en el estudio PSHA, incluyendo análisis de sensibilidad de los resultados a diferentes opciones de entrada.

2.5.2.6 Presentación de los Resultados: Mapas de Amenaza e Incertidumbre.

En ocasiones el objetivo del estudio “PSHA” es la evaluación de la amenaza en un área extensa. Para ello se calcula el período de retorno (o la probabilidad de excedencia en t años) de un determinado nivel de movimiento en una serie de sitios, generalmente en una malla de puntos equi-espaciada cubriendo el área de estudio, y se genera un mapa de isolíneas mediante interpolación (Frankel, 1995). Estos son los mapas de amenaza sísmica, que se suelen presentar junto con mapas de algún parámetro que dé cuenta de la incertidumbre y/o de la variabilidad de los resultados a diferentes opciones de cálculo.

Cuando se realiza el cálculo de la amenaza en una malla de puntos, la incertidumbre total se suele representar gráficamente a través del coeficiente de variación (en inglés Coefficient of Variation, COV; McGuire y Shedlock, 1981). El coeficiente de variación en un punto i en el que se evalúa la amenaza sísmica (aquí denominado $COVi$) no es más que el cociente entre la

desviación estándar σ_i y la media μ_i en cada punto, y da una medida de la anchura de la distribución relativa al valor medio en ese punto,

$$cov_i = \sigma_i / \mu_i \quad (40)$$

Así, valores bajos de COVi indican que los valores de la distribución están muy agrupados en torno al valor central (el de la media), de modo que la dispersión o incertidumbre total en el punto considerado es relativamente baja. Recíprocamente, valores relativamente altos de COVi señalan que la distribución que representa la amenaza presenta gran dispersión de valores con respecto a la media, con lo que la incertidumbre total en el punto considerado es relativamente alta. El umbral de significación de COV se sitúa entre el 10 y el 20% (valores de COV entre 0.1 y 0.2), dependiendo del nivel de movimiento del suelo especificado (Cramer et al., 2002).

Los mapas del COV sirven para dos propósitos. Primero ayudan en la visualización del efecto de nuestra carencia de información en los resultados finales (zonas de alta incertidumbre epistémica); segundo, enfatizan las áreas donde las mejoras en el entendimiento científico, pueden tener un impacto en los futuros mapas de amenaza (Cramer, 2001).

En resumen, el resultado de un análisis de amenaza viene dado por un mapa de la medida del movimiento del suelo para un periodo de retorno determinado (p.ej., mapa de valores medios de "SA" a frecuencia 2 Hz) y por una medida de la incertidumbre asociada (p.ej., mapa de COV). Los mapas obtenidos mediante el procedimiento del árbol lógico ofrecen una medida del movimiento resultante de promediar la acción de un conjunto de opciones que reflejan el estado del conocimiento actual de la manera más consensuada posible (Newman et al., 2001).

2.5.2.6.1 Desagregación de la Peligrosidad

Los métodos probabilistas de evaluación de la amenaza dan como resultado una que representa la probabilidad de excedencia de un nivel del movimiento del suelo a causa de la ocurrencia de terremotos en cualquiera de las zonas sismogénicas cercanas al sitio. Dicha curva integra la acción de todas las zonas que puedan tener influencia en el movimiento esperado

del emplazamiento en cuestión. Más concretamente, el cálculo de la amenaza requiere sumar las contribuciones de aquellos conjuntos de valores magnitud-distancia-épsilon que efectivamente contribuyen a la excedencia del movimiento. Sin embargo, la curva de amenaza no da información específica sobre las características del sismo (fundamentalmente tamaño y localización) que con mayor probabilidad causará la excedencia del movimiento en el emplazamiento, también denominado terremoto de control para la frecuencia espectral considerada.

Determinar las características de este sismo requiere encontrar el conjunto de valores de las variables magnitud-distancia-épsilon (en adelante denominado terna (m, r, ε)) que presenta mayor contribución a la amenaza. Este proceso de descomposición de la amenaza total en contribuciones parciales, debidas a los sismos caracterizados por una terna (m, r, ε) , se conoce como *desagregación de la amenaza*. En la práctica, la desagregación de la amenaza se lleva a cabo descomponiendo la amenaza total en contribuciones de sismos cuyos parámetros magnitud-distancia-épsilon pertenecen a unos intervalos $(\Delta m, \Delta r, \Delta \varepsilon)$ previamente especificados. Por lo tanto, el resultado del análisis de desagregación depende del esquema de definición de celdas $\Delta m - \Delta r - \Delta \varepsilon$ empleado.

La descomposición o desagregación de la amenaza total en contribuciones parciales, de acuerdo con un esquema de celdas dado, da lugar a una distribución de contribuciones de amenaza. Precisamente la terna $(m - r - \varepsilon)$ que presente una mayor contribución a la amenaza representa el sismo de control y puede haber más de uno. En el caso ideal, la sustitución de los parámetros $(m_o, r_o, \varepsilon_o)$, correspondientes al sismo de control, en la ecuación del modelo del movimiento fuerte reproduciría el movimiento de referencia en el emplazamiento, Y , cuya excedencia se usa para definir la amenaza (Bazurro y Cornell, 1999).

Los primeros métodos de desagregación aparecidos en la literatura computaban la contribución relativa a la amenaza sólo por la magnitud y la distancia, mientras que la otra variable importante, el parámetro ε , era despreciada. Posteriormente se ha puesto de manifiesto que este parámetro, que entra en juego en el cálculo a través de la ley de atenuación, tiene una importancia fundamental en desagregación. En un principio, se consideraban los valores medios

de la distribución (M, R) para definir el sismo de control (p.ej., McGuire y Shedlock, 1981). Actualmente, los valores modales son preferidos a los medios (p.ej., Chapman, 1995). La ventaja estadística de usar valores medios, es que son fáciles de interpretar y de calcular, pero rigurosamente hablando, no describen la magnitud más probable ni tampoco la distancia que puede inducir un nivel específico de aceleración en el sitio (Bazurro y Cornell, 1999).

Un ejemplo en el que el par (M, R) no representa un terremoto físico posible, es el caso de un emplazamiento afectado por dos fuentes igualmente peligrosas, una próxima, capaz de generar sismos pequeños y otra distante, capaz de causar sismos de mayor tamaño. Los sismos que más contribuyen a la amenaza en el sitio por parte de las respectivas fuentes vendrán definidos por sendos pares (M_1, R_1) y (M_2, R_2) . En este caso, el correspondiente par medio (M, R) , dado por la distancia media entre R_1 y R_2 y la magnitud media entre M_1 y M_2 corresponderá a un evento no generado en ninguna de esas dos fuentes, lo que hace que adoptar valores medios carezca de sentido físico alguno.

Es de destacar que, en cualquier caso, los valores medios y los modales cambian para diferentes niveles del movimiento y para diferentes frecuencias espectrales. Cuando la amenaza es dominada por varios eventos, la técnica de la desagregación indica que existen varias celdas (M, R, ϵ) que presentan contribuciones apreciables, y todas ellas definen diferentes sismos de control. Es conveniente en estos casos identificar las contribuciones multimodales a la amenaza.

2.5.2.6.2 Juicio de Expertos y análisis de sensibilidad en los resultados.

La metodología del árbol lógico contiene un factor fundamental que la diferencia de otras técnicas analíticas, y es que requiere de la intervención subjetiva del analista a la hora de asignar pesos a las diferentes ramas del árbol (cuando se trata de una distribución discreta) o de asignar las funciones de probabilidad de las variables representadas por funciones continuas (p.ej., magnitud máxima, esperable en una zona sismogénica). Esta no es una tarea trivial, en parte porque la naturaleza aleatoria de los fenómenos asociados impide establecer un modelo preferente con certeza absoluta y sobre todo a causa de la limitación de datos que ayuden a constreñir los rangos de variabilidad de los parámetros implicados en ese modelo.

La asignación de pesos presenta una importancia decisiva en los resultados del estudio “PSHA”, cobrando un acento extremo cuando se trata de evaluar la amenaza sísmica de un emplazamiento donde se asienta una estructura crítica o de características especiales, como presas y túneles de gran envergadura, centrales nucleares, depósitos de residuos radiactivos, etc. En estas situaciones particulares no se delega toda la responsabilidad en un solo analista, sino que se distribuye entre un comité de especialistas que en sucesivas reuniones van adoptando una solución consensuada. Si bien la opinión del comité de expertos tiende a suplir las lagunas del conocimiento, la diversidad de opiniones puede causar gran dispersión entre las curvas de peligrosidad para un mismo emplazamiento. Así pues, el asunto de incluir la opinión de los expertos de una manera uniformizada y calibrada adquiere una importancia crítica (Reiter, 1990) y para ello se ha diseñado un proceso formal de juicio estructurado denominado *licitación de expertos*.

Este sigue un protocolo dividido en diferentes fases que se ejecutan secuencialmente, hasta obtener una interpretación final de los resultados con sus medidas de dispersión (Budniz et al., 1997).

Finalmente, la metodología PSHA introduce la posibilidad de efectuar análisis de sensibilidad de las opciones de entrada o de las opiniones de expertos en los resultados de amenaza. Esto es importante, ya que el valor que toman diferentes parámetros de entrada (p.ej., magnitud máxima en cada fuente, tasa anual de ocurrencia de terremotos) así como algunas de las opciones de cálculo (p.ej., modelos del movimiento, zonificaciones, etc.) no están definidos de manera unívoca y por tanto presentan cierta incertidumbre, bien sea aleatoria o epistémica. A fin de cuantificar la variabilidad de los resultados finales del estudio en función de los valores de entrada escogidos para diferentes nodos del árbol lógico y detectar los que son más influyentes en los resultados, se llevan a cabo estudios de sensibilidad. Una vez reconocidos los nodos que más influyen en los resultados, se pueden diseñar proyectos destinados a reducir la incertidumbre asociada a los mismos, y por ende la incertidumbre total del estudio.

Por lo general, los análisis de sensibilidad de los resultados finales a un nodo del árbol lógico se realizan mediante el método de las medias marginales (Rabinowitz et al., 1998). La media marginal asociada a una de las ramas del nodo bajo consideración se define como la media de la distribución parcial constituida por los resultados obtenidos, teniendo en cuenta todas las opciones que parten de esa rama del árbol lógico en cuestión. Así pues, un nodo tendrá tantas medias marginales como ramas partan de él. Si las medias marginales correspondientes a las diferentes ramas de un nodo son similares, la sensibilidad de los resultados a la variabilidad de opciones para ese nodo será baja. Recíprocamente, si las medias marginales de un nodo toman valores bastante diferentes entre sí, entonces los resultados del estudio serán muy sensibles a la variabilidad de la opción representada por ese nodo. Por lo tanto, el rango de variación de la media marginal es un indicador de la sensibilidad de los resultados a las diversas opciones alternativas de un determinado nodo.

La realización de análisis de sensibilidad como complemento a los estudios de peligrosidad sísmica es una práctica común, como se recoge en la literatura. Por lo general, dichos análisis apuntan a que la elección del modelo de atenuación es el factor que presenta mayor impacto en los resultados finales, por encima incluso de los valores de los pesos asignados a diferentes ramas del árbol lógico en determinadas condiciones.

2.5.3 **METODOLOGIA DETERMINISTA (DSHA).**

En el análisis determinista de la amenaza sísmica (Deterministic Seismic Hazard Analysis “DSHA”), se hace para un terremoto en particular, ya sea asumido o realista. El enfoque de “DSHA” utiliza las fuentes sísmicas conocidas suficientemente cerca del lugar y los datos sísmicos y geológicos históricos disponibles para generar eventos discretos, únicos, o modelos de movimiento del terreno del lugar.

Típicamente uno o más terremotos son especificados por magnitud y ubicación con respecto al sitio. Por lo general, los terremotos se suponen que ocurren en la parte del sitio más cercano al sitio de análisis. Los movimientos del terreno del sitio se estiman de forma determinista, dada la magnitud, la distancia de la fuente al sitio, y la condición del sitio.

El análisis determinista consiste en cuatro fases principales que se muestran en la figura 18:

1. Identificación y caracterización de todas las fuentes.
2. Selección del parámetro de la distancia fuente a sitio.
3. Selección del sismo control.
4. Definición de la amenaza usando el sismo control.

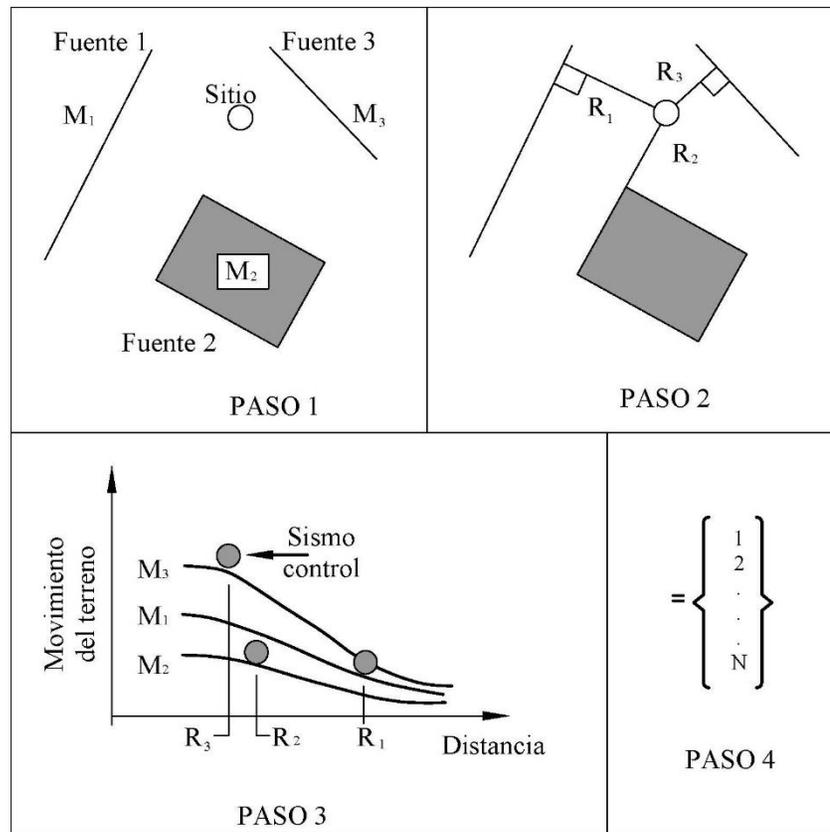


Figura 18- Cuatro pasos en el análisis determinista de la amenaza sísmica¹².

¹² Referencia: Lectura 12 Introducción a la Ingeniería Sísmica, Dr. P Anbazhgan.

2.5.3.1 Fase 1: Identificación de todas las fuentes.

La identificación de todas las fuentes capaces de producir un movimiento del terreno significativo en el sitio, tanto para fuentes grandes a distancias grandes, como para fuentes pequeñas a distancias cortas. La caracterización incluye la definición de la geometría de la Fuente y el establecimiento del potencial de generación de sismos.

La estimación de la máxima magnitud que puede producir una Fuente en la vecindad de un sitio y el cálculo de la distancia máxima (R_{max}) corresponde a la magnitud máxima (M_{max}) en el valor umbral del parámetro de interés, Y_{min} .

La definición de la geometría de la fuente incluye:

- a) Punto de origen donde es constante la distancia fuente - sitio. Los terremotos asociados a la actividad volcánica, por ejemplo, generalmente se originan en zonas cercanas a los volcanes que son lo suficientemente pequeños para que puedan ser caracterizados como fuente puntual.
- b) Fuente lineal en el que un parámetro controla la distancia, ejemplo: falla superficial distante.
- c) Fuente real en el que dos parámetros geométricos controlan la distancia, ejemplo: fuente de corteza a profundidad constante. Bien definidos planos de falla, en la que los sismos pueden ocurrir en muchos lugares diferentes, pueden ser considerados como fuentes de área de dos dimensiones.
- d) Áreas en las que los mecanismos del terremoto están pobremente definidos, o cuando el fallamiento es tan extenso como para impedir distinción entre fallas individuales, pueden ser tratados como fuentes volumétricas tridimensionales.

El establecimiento del potencial sísmico M_{max} puede ser encontrado mediante la siguiente manera.

- a) Correlaciones empíricas.
- b) Correlaciones de longitudes de ruptura.
- c) Correlaciones de área de ruptura.
- d) Correlaciones de máximo deslizamiento de superficie.

El momento sísmico está dado por la siguiente ecuación 6. El enfoque de razón de deslizamiento (S): Si el desplazamiento promedio alivia el esfuerzo/deformación acumulado por el movimiento de las placas sobre un cierto período, T, entonces:

$$D = S.T \quad (41)$$

Entonces la “razón de momento” puede ser definida por:

$$M_o = Mo/T = \mu AS \quad (42)$$

Conociendo la razón de deslizamiento y sabiendo (suponiendo) valores de m, A, y T, la razón de momento se puede utilizar para estimar el momento sísmico como:

$$M_o = Mo.T$$

$$M_w = \log^{Mo}/1.5 - 10.7 \quad (43)$$

2.5.3.2 Fase 2: Selección de parámetros de distancia.

La selección de parámetro de distancia fuente del sitio debe ser coherente con la relación predictiva y debe incluir el efecto de la falta finita.

2.5.3.3 Fase 3: Selección del sismo control.

La selección de los terremotos de Control se basa en los parámetros de movimiento del terreno. Considerar todas las fuentes, asumir $M_{m\acute{a}x}$ para R_{min} para cada parámetro de origen. Calcular el movimiento del terreno basado en $M_{m\acute{a}x}$ y R_{min} . Determinar los valores críticos de los parámetros del movimiento del terreno. Un ejemplo se muestra en la Figura 19 a continuación.

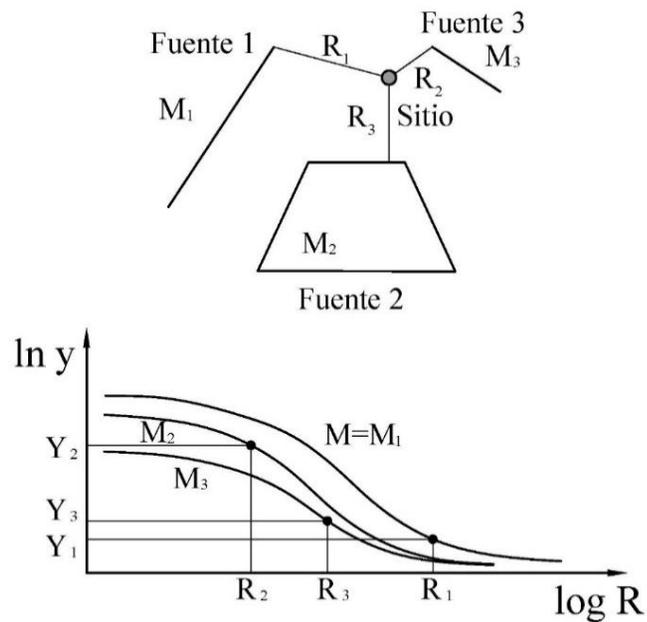


Figura 19- Selección del sismo de control (La combinación de M_2 y R_2 produce el mayor valor de Y)¹³.

2.5.3.4 Fase 4: Definición de la amenaza usando el sismo control.

La definición de la amenaza usando el sismo control implica el uso de M y R para determinar los parámetros como la aceleración pico, la aceleración espectral y duración.

Los cálculos de un DSHA son relativamente simples, pero la aplicación del procedimiento en la práctica implica numerosas decisiones difíciles. La falta de consideración explícita de la incertidumbre no debe interpretarse en el sentido de que no existen estas incertidumbres.

Los resultados típicos obtenidos mediante un DSHA se muestran en la figura 20.

¹³ Referencia: Lectura 12 Introducción a la Ingeniería Sísmica, Dr. P Anbazhgan.

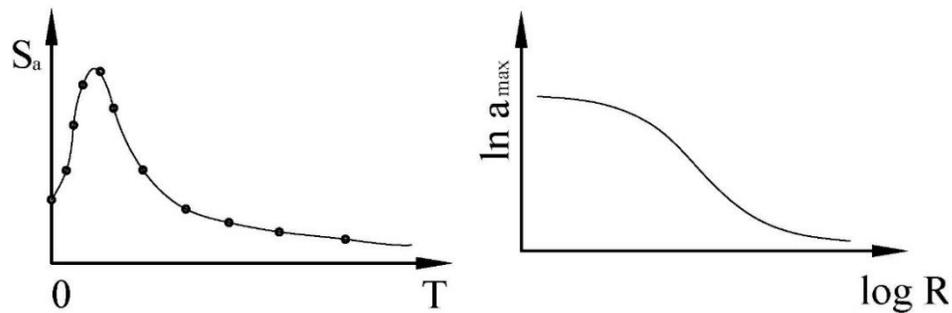


Figura 20- Típica curva espectral, y curva de amenaza de un análisis determinista¹⁴.

El “DSHA” implica la asunción de algún escenario y la ocurrencia de un sismo de un tamaño particular en una localización particular para el cual se determinaron las características de movimiento de tierra.

Cuando se aplica a las estructuras para las que un fallo podría tener consecuencias catastróficas, tales como plantas de energía nuclear y grandes represas, el “DSHA” proporciona un marco sencillo para la evaluación del "peor caso" del movimiento del terreno. Sin embargo, no proporciona ninguna información sobre la probabilidad de ocurrencia del terremoto de control, la probabilidad de que se produzca donde se supone que se produzca, el nivel de movimiento que podría esperarse durante un período finito de tiempo (por ejemplo, el tiempo de vida útil de una estructura particular o instalación), o los efectos de las incertidumbres en las diferentes etapas necesarias para calcular las características del movimiento del terreno resultantes.

En el transcurso de los años ha habido muchos términos que describen el potencial sísmico, entre ellos: Maximun credible Earthquake (MCE), Maximum Probable Earthquake (MPE), Operating Basis Earthquake (OBE). El “MCE” por ejemplo, es usualmente definido como el máximo sismo que parece ser capaz de ocurrir bajo el conocimiento tectónico. El “MPE” ha sido definido como el máximo sismo histórico, y también como el máximo sismo que es posible que ocurra en un período de 100 años. Algunos desacuerdos acerca de la

¹⁴ Referencia: Lectura 12 Introducción a la ingeniería sísmica, Dr. P Anbazhgan.

definición y uso de estos términos han forzado a atrasar, e incluso cancelar un gran número de proyectos. En la actualidad los términos “MCE” y “MPE” son engañosos, y su uso ha sido rechazado.

2.6 METODOS DE ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS

Después de haber descrito las metodologías para la determinación de la amenaza sísmica en un sitio particular, es necesario identificar los métodos mundialmente usados para la determinación y evaluación de las acciones sísmicas, y cuya finalidad es la de generar el diseño final de las estructuras.

2.6.1 Método Lineal Estático (Pseudoestático).

El análisis lineal estático se utiliza para calcular los desplazamientos, fuerzas para el diseño sísmico, la distribución de las fuerzas sobre la altura del edificio y las fuerzas internas. En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de los elementos, proporcionando una buena aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, sin embargo, no pueden predecir los mecanismos de falla, ni consideran la re-distribución de fuerzas en el progreso de la cedencia.

La magnitud de la carga se selecciona de manera que al aplicar el modelo elástico del edificio se puedan obtener desplazamientos de diseño aproximados a los desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño. También se realizan modificaciones para la respuesta del desplazamiento del edificio, de modo de obtener una mejor representación del posible comportamiento no lineal de la estructura, ya que los desplazamientos son los mejores indicadores de daño en un rango no lineal. En este rango los cambios relativamente pequeños en la demanda de fuerzas corresponden a cambios grandes en la demanda del desplazamiento lateral del edificio, es decir, que cuando la estructura se comporta de forma no lineal, cambios relativamente pequeños en la fuerza aplicada ocasionan un desplazamiento lateral considerable.

Si el edificio responde esencialmente de forma elástica al sismo de diseño, las fuerzas internas que se calculen serán aproximaciones de las fuerzas esperadas para el sismo de diseño.

La estructura se modela como un sistema de un solo grado de libertad con una rigidez elástica lineal. La acción sísmica se modela mediante una distribución de fuerzas laterales equivalentes. A partir de la primera estimación de la primera frecuencia fundamental de la estructura, mediante relaciones empíricas o el método de Rayleigh, se determina la aceleración espectral S_a a partir del espectro de respuesta apropiado, la cual cuando se multiplica por la masa “m” de la estructura corresponde a la fuerza lateral equivalente o cortante basal V .

Esta fuerza se distribuye en toda la altura del edificio, las fuerzas y los desplazamientos internos de la estructura se determinan mediante un análisis estático lineal.

2.6.1.1 Distribución vertical de las fuerzas sísmicas

De acuerdo a las disposiciones establecidas por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (ASCE por sus siglas en inglés), la distribución vertical en altura de la fuerza sísmica se puede calcular con las siguientes expresiones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (44)$$

$$C_{vx} = \frac{\omega_x h^k x}{\sum_{i=1}^n \omega_i h^k i} \quad (45)$$

Donde:

C_{vx} = Factor de distribución vertical

K = 2.0 para $T > 2.5$ segundos

K = 0.0 para $T > 0.5$ segundos

T = período de vibración de la estructura

V = Carga lateral del edificio

w_i = Porción del peso total del edificio (W) a un nivel i

w_x = Porción del peso total del edificio (W) a un nivel x

h_i = Altura desde la base del edificio hasta el nivel i (en metros)

h_x = Altura desde la base del edificio hasta el nivel x (en metros)

Donde el subíndice “i” se especifica para cualquier entrepiso de la estructura y el subíndice “x” se define para el entrepiso en estudio.

Cuando se presente un valor de T que no coincida con los valores mostrados, se puede realizar una interpolación lineal.

2.6.1.2 Distribución horizontal de la fuerza sísmica

Las fuerzas sísmicas para cada nivel se pueden determinar con la siguiente expresión:

$$F_{px} = \sum_{i=x}^n F_i \frac{\omega_x}{\sum_{i=x}^n \omega_i} \quad (46)$$

Donde:

F_{px} = Fuerza total inercial para el nivel x

F_i = Carga lateral aplicada al nivel i

w_i = Porción del peso total del edificio W asignado a un nivel i

w_x = Porción del peso total del edificio W asignado a un nivel x

Este tipo de análisis se utiliza principalmente para propósitos de diseño y están incorporados en la mayoría de los códigos de diseño. Su uso se limita a estructuras en las cuales predomina el primer modo de vibración.

2.6.2 Método Lineal Dinámico (Modal).

El método modal espectral es el más usado universalmente en el cálculo de las fuerzas sísmicas, puesto que los espectros sísmicos son fácilmente generalizables y normalizables. Además el método permite determinar espectros “envolventes” que representen la sismografía de un determinado lugar y evita tener que realizar múltiples combinaciones a partir de cálculos evolutivos sobre múltiples acelerogramas de cálculo. El método modal espectral requiere como dato de partida para su aplicación conocer los modos y frecuencias naturales del sistema de múltiples grados de libertad, es decir que se conocen los valores de las frecuencias ω_i y de los

modos Φ_i , que en el caso de varios GDL corresponden a los autovalores y autovectores de norma 1 del producto de la matriz de rigidez por la inversa de la matriz de masas.

Las ecuaciones de movimiento de un sistema de n grados de libertad dinámicos (n GLD) para la excitación sísmica son:

$$\tilde{K} \cdot \tilde{U}(t) + \ddot{\tilde{U}}(t) + \tilde{C} \cdot \dot{\tilde{U}}(t) = \ddot{u}_s(t) \cdot \tilde{M} \cdot \tilde{B} \quad (47)$$

El vector de carga equivalente a la acción sísmica es el dado en el segundo miembro de la ecuación. Este vector representa la carga dinámica equivalente a la acción dinámica (normalmente sísmica), que debe utilizarse para calcular la respuesta en el tiempo $U(t)$.

El método modal espectral propone la descomposición modal en la forma:

$$\begin{aligned} \Phi_i^T \cdot \tilde{K} \cdot \Phi_i \cdot q_i(t) + \Phi_i^T \cdot \tilde{K} \cdot \Phi_i \cdot q_i(t) + \Phi_i^T \cdot \tilde{K} \cdot \Phi_i \cdot q_i(t) = \\ -\ddot{u}_s(t) \cdot \Phi_i^T \cdot \tilde{M} \cdot \tilde{B} \end{aligned} \quad (48)$$

Introduciendo la notación:

$$\bar{K}_i = \Phi_i^T \cdot \tilde{K} \cdot \Phi_i, \quad \bar{M}_i = \Phi_i^T \cdot \tilde{M} \cdot \Phi_i, \quad \text{y} \quad \bar{C}_i = \Phi_i^T \cdot \tilde{C} \cdot \Phi_i \quad (49)$$

y dividiendo ambos miembros de la ecuación por \bar{M}_i se obtiene:

$$\omega_i^2 \cdot q_i(t) + \ddot{q}_i(t) + 2 \cdot \xi_i \cdot \omega_i \cdot \dot{q}_i(t) = -\ddot{u}_s(t) \cdot \left(\Phi_i^T \cdot \tilde{M} \cdot \tilde{B} \right) / \bar{M}_i \quad (50)$$

Si se compara la ecuación resultante con la correspondiente a la excitación sísmica de un oscilador simple:

$$\omega^2 \cdot u(t) + \ddot{u}(t) + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{u}(t) = \ddot{u}_s(t) \quad (51)$$

Es fácil observar que ambas expresiones comparten la forma, los respectivos valores de $q(t)$ y de $u(t)$, salvo el factor $\left(\frac{\Phi_i^T \cdot M \cdot B}{\tilde{M}_i} \right) / \overline{M}_i$ que aparece en la ecuación para n GDL y no en la de 1 GDL.

Este factor que se expresa:

$$\Gamma_i = \left(\frac{\Phi_i^T \cdot M \cdot B}{\tilde{M}_i} \right) / \overline{M}_i \quad (52)$$

Y se denomina “**factor de participación modal del modo i**”.

De este análisis surge que si se conoce el desplazamiento máximo que ocurre en un sistema de 1 GLD, denominado como S_d , el valor máximo de la coordenada modal respectiva $q_i(t)$, $i, \max q$, será igual al producto:

$$q_{i,max} = \Gamma_i \cdot S_d \quad (53)$$

Por lo tanto, los desplazamientos relativos máximos asociados con el modo i están dados por la expresión:

$$U_{\tilde{i},max} = q_{i,max} \cdot \Phi_{\tilde{i}} = \Gamma_i \cdot S_d \cdot \Phi_{\tilde{i}} \quad (54)$$

De manera similar, el vector de pseudo-aceleración max:

$$\ddot{U}_{\tilde{i},max} = q_{i,max} \cdot \Phi_{\tilde{i}} = \Gamma_i \cdot S_d \cdot \Phi_{\tilde{i}} \quad (55)$$

La máxima fuerza vendrá determinada por el producto de la pseudo-aceleración por la masa:

$$P_{\tilde{i},eq} = \tilde{M} \cdot \ddot{U}_{\tilde{i},max} \quad (56)$$

que constituye un vector de cargas tal que, si se calcula la respuesta estática a ellas, se obtiene el desplazamiento máximo en el modo i, vector que se denomina $U_{i,max}$

$$P_{\tilde{i},eq} = \tilde{K} \cdot U_{\tilde{i},max} \quad (57)$$

De todo lo expuesto surge que el vector de los desplazamientos máximos debidos a la respuesta de un modo puede calcularse en forma exacta a partir del conocimiento de la frecuencia natural del modo ω_i , de su forma modal Φ_i y de la ordenada espectral S_d (o S_a) que es función de la frecuencia natural ω_i (o del período T_i).

Una de las limitaciones inherentes al método modal espectral es que es aplicable a sistemas lineales; es decir, siempre que la estructura se mantenga dentro del campo elástico y de pequeños desplazamientos. Otra limitación importante del método espectral es que sólo da como resultado el valor máximo del desplazamiento de la estructura (o los esfuerzos máximos) pero sin indicar en qué instante del tiempo se produce dicho máximo. Como lo que interesa es el valor máximo de los desplazamientos (o esfuerzos) resultante de la superposición de todos los modos, la falta de simultaneidad de la respuesta máxima en los distintos modos impide que se pueda obtener el valor exacto del máximo de la superposición de todos los modos. De esta limitación surge la necesidad de realizar ciertas hipótesis sobre cómo sumar los máximos de los distintos modos.

Una manera de estimar el máximo de la superposición de todos los modos, que se utiliza con bastante frecuencia en las aplicaciones prácticas del método, consiste en considerar la respuesta en cada modo como estadísticamente independiente de la correspondiente a los restantes modos. Sobre esta base, que es sólo una primera aproximación al problema, se puede justificar que los máximos modales no se suman en forma algebraica directa sino a través de la suma cuadrática (Pitagórica), es decir que el vector desplazamientos máximos de todos los modos puede aproximarse, para cada componente j , por la expresión:

$$U_{max}^f = \sqrt{\sum_{i=1}^N (U_{i,max}^f)^2} \quad (58)$$

Para el cálculo de los esfuerzos (internos y reacciones) máximos combinados de todos los modos utilizando esta hipótesis de independencia estadística de la respuesta en cada modo, es necesario recurrir a las reglas del análisis estático para el vector de fuerzas equivalentes $P_{i,eq}$ de cada modo. Denominando con $E_{i,max}$ al valor máximo del esfuerzo genérico en un

punto de la estructura en el modo i , la superposición de los valores de los distintos modos para obtener una aproximación al máximo de todos los modos está dada por:

$$E_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^N (E_{i,max})^2} \quad (59)$$

El cálculo de las componentes modales de los esfuerzos máximos $E_{i,max}$ puede realizarse de dos maneras diferentes en el caso de estructuras regulares en altura:

- En función del vector de desplazamientos modales máximos $U_{i,max}$, como es característico en el Método de Rigidez (estático), multiplicando las matrices de rigidez elementales de cada componente por los desplazamientos de los extremos de cada barra contenidos en el vector $U_{i,max}$.
- Por consideraciones estáticas a partir del vector de cargas equivalentes del modo i , $P_{i,eq}$ a los efectos del cálculo manual resulta más simple este procedimiento, aunque los valores resultantes de ambos métodos son idénticos.

La principal condición o limitación a la validez de la respuesta estadísticamente independiente de los modos es que las frecuencias de dichos modos sean suficientemente diferentes. En términos generales se tiende a aceptar la hipótesis de independencia estadística cuando las frecuencias de los modos considerados difieren en al menos un 20 o 30%. Esta condición se cumple en la mayoría de las construcciones de configuración estructural ordenada y simple, independientemente de las dimensiones de la estructura. Otro aspecto importante se refiere a cuántos modos naturales de vibración es necesario considerar en el cálculo de la respuesta sísmica. En el caso de la norma española se indica que estos deben representar al menos el 90% de la masa de la estructura y definiendo la masa modal como:

$$\mathcal{M}_i = \frac{(\Phi_i^T \cdot M \cdot B)^2}{\Phi_i^T \cdot M \cdot \Phi_i} \quad (60)$$

2.6.3 **Método Lineal Dinámico (Historia en el tiempo).**

La mayoría de normas no requieren el uso de un análisis de la historia de respuesta lineal. Sin embargo, el uso de este tipo de análisis puede ser útil en la validación de los resultados de los métodos de análisis de fuerza lateral equivalente, y análisis espectral modal, o como un paso en una serie de análisis que culminan en un análisis de la historia de respuesta no lineal.

El propósito del procedimiento de la historia de respuesta lineal es determinar las fuerzas de diseño para los componentes estructurales y para calcular desplazamientos y derivas de piso, que deben estar dentro de los límites especificados. En este sentido, el procedimiento de la historia de respuesta lineal comparte la filosofía basada en resistencia del procedimiento de la Fuerza Lateral equivalente (Equivalent Lateral Force “ELF”) y del espectro de respuesta modal (Modal response spectrum “MRS”).

El análisis por historia de respuesta ofrece varias ventajas sobre el análisis del espectro de respuesta modal: es más preciso matemáticamente, los signos de las cantidades de respuesta (tal como la tensión o compresión en un arriostramiento) no se pierden como resultado de la combinación de respuestas modales, y la historia de las derivas son calculadas con mayor precisión.

Las principales desventajas del análisis de la historia de respuesta es la necesidad de seleccionar y escalar un conjunto apropiado de movimientos del terreno, y la necesidad de realizar varios análisis (generalmente siete) de tales movimientos.

En el análisis de la historia respuesta, la amenaza sísmica se caracteriza por una serie de registros de aceleración del suelo. El uso de estos registros y un modelo matemático detallado de la estructura, se calculan los desplazamientos nodales y fuerzas de los componentes, paso a paso, mediante la integración de las ecuaciones de movimiento.

Existen dos enfoques básicos para la resolución de las ecuaciones. El primer enfoque llamado análisis directo, todas las ecuaciones de equilibrio de todo el sistema se resuelven simultáneamente en cada paso. El número de ecuaciones que se resuelve es igual al número de grados de libertad en la estructura. En el segundo enfoque, llamado análisis modal, las ecuaciones de equilibrio se transforman, por medio del cambio de coordenadas, en un número de sistemas de un solo grado de libertad (un grado de libertad). El número máximo de los sistemas de un grado de libertad que puede ser formado es igual al número de grados de libertad de masas en la estructura.

Las ecuaciones de los SDOF se resuelven de forma individual en el tiempo, y entonces las historias de desplazamiento calculadas se transforman de nuevo a las coordenadas originales y superponen para obtener la historia de respuesta del sistema. La transformación de coordenadas en el enfoque de análisis modal se basa generalmente en las formas de modo natural no amortiguada de la estructura.

Cuando en el análisis modal se utilizan el conjunto completo de formas de los modos y las relaciones de amortiguación en cada modo son idénticos a los obtenidos a partir de las ecuaciones de movimiento utilizado en el análisis directo, los dos enfoques producen resultados idénticos. Una ventaja del enfoque del análisis modal es que un número limitado de modos puede ser utilizado para producir resultados razonablemente precisos. Mientras que se sacrifica la precisión cuando se utilizan menos modos. Los recursos informáticos necesarios para realizar el análisis son significativamente menores que las requeridas para el análisis directo.

Uno de los aspectos más exigentes de análisis de la historia de respuesta es la selección y escala de un conjunto apropiado de movimientos del terreno. Se considera apropiado, seleccionar los registros que tienen magnitudes, distancias de falla, mecanismos de origen, y las condiciones del suelo que sean característicos del lugar.

Debido a la escasez de registros de movimientos disponibles, se permite el uso de movimientos del terreno simulados. Con este fin, los registros disponibles pueden ser modificados para las condiciones de distancia del sitio y del suelo. Dicha modificación se considera parte de la selección del movimiento del terreno.

Siguiendo las prácticas del uso de una normativa, las respuestas derivadas del análisis de la historia de respuesta se multiplican por el factor de importancia “I” para proporcionar una mayor fuerza y rigidez para las instalaciones más importantes, y se dividen por el factor de reducción “R” para tener en cuenta el comportamiento inelástico. Por coherencia con el procedimiento la fuerza lateral equivalente (ELF) y el procedimiento de análisis espectral modal (MRS), los desplazamientos calculados a partir de las historias de respuesta que han sido modificados adicionalmente por I/R se deben multiplicar por “Cd” para obtener las historias de desplazamiento que se utilizan para el cálculo de la historia de derivas.

2.6.4 Método No Lineal Estático (Pushover).

La Técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga (Ver figura 21).

El análisis estático no lineal, no posee un fundamento teórico profundo. En él se asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas.

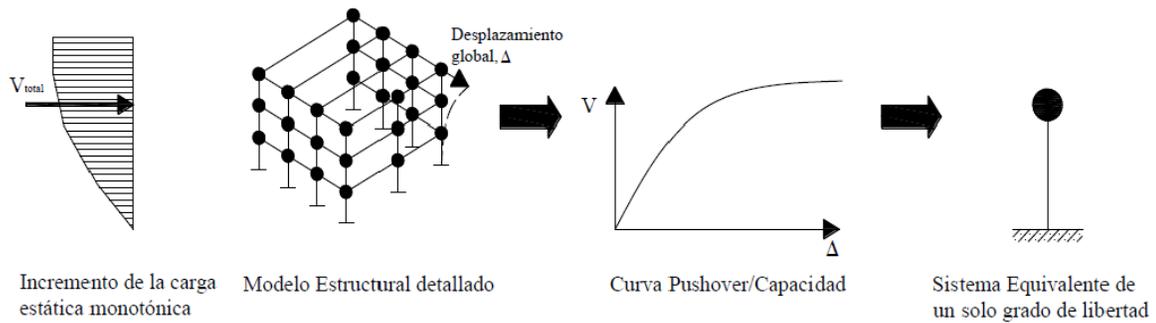


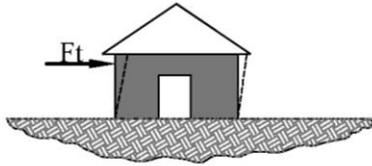
Figura 21- Método no lineal estático (Pushover).

En resumen, el análisis “Pushover” consiste en aplicar a la estructura cargas estáticas monótonicas en forma incremental hasta llevarla al colapso, actuando dichas cargas a nivel de entrepiso. Se puede considerar una variación de carga uniforme, triangular y parabólica con un valor máximo en el último nivel del edificio.

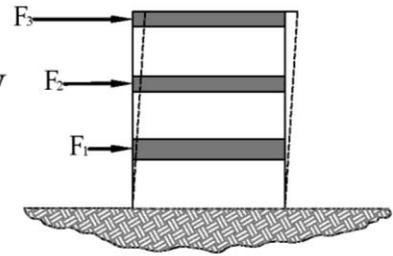
De este análisis se desprende la variación de la rigidez a flexión de los elementos de acuerdo al grado de daño, mostrándose una curva que en el rango inelástico está formada por segmentos de recta de pendiente decreciente mostrando así la progresiva degradación de la rigidez lateral de la estructura.

Los diferentes tipos de distribución de fuerzas laterales en el edificio que se pueden adoptar se muestran en la figura 22 a continuación:

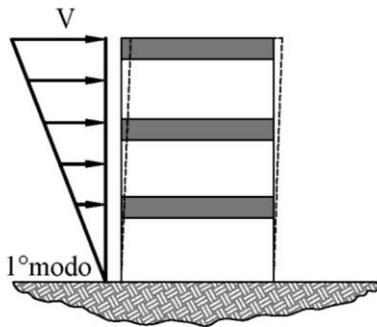
Tipo 1: Fuerza Concentrada arriba



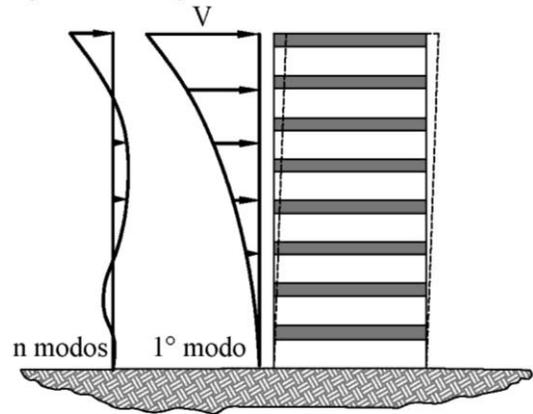
Tipo 2:
 $F_x = [w_x b_x / \sum w_x b_x] V$



Tipo 3: $F_x = [w'_x \phi_x / \sum w_x \phi_x] V$



Tipo 5: incluye modos mayores



Tipo 4: es el mismo tipo 3 hasta la primer fluencia

Figura 22- Formas de distribución de cargas en Análisis Pushover.

El comportamiento inelástico se realiza mediante la incorporación de reglas de histéresis en los puntos críticos en donde se espera que se generen concentraciones de esfuerzos que generen que el material se comporte en el rango inelástico, estas reglas pueden asignarse en los nodos del modelo matemático en análisis (Ver figura 23).

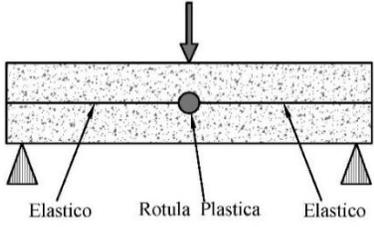
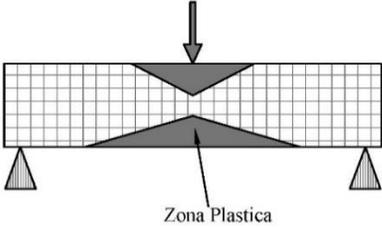
Modelación de No Linealidad	
Plasticidad Concentrada	Plasticidad Distribuida
	
Rótulas plásticas adimensionales	Hay zonas plásticas
Superficie de interacción	Curvas Fuerza – deformación: Enfoque de pseudo rótulas plásticas
Algoritmos de mapeo de retorno de plasticidad	Curvas Esfuerzo – Deformación: Enfoque de elementos con fibras
Eficiente desde el punto de vista computacional pero con una precisión limitada	Reglas de flujo plástico
--	Es costoso desde el punto de vista computacional pero es de alta precisión

Figura 23- Formulación de comportamiento inelástico en nodos para el análisis Pushover.

La finalidad del análisis Pushover pueden ser dos, entre las cuales se tiene la localización de los nodos plásticos en cualquier etapa del análisis, y la otra es la obtención de las curvas de capacidad de la estructura representada por el desplazamiento en el piso superior versus el cortante basal de la estructura (ver figura 24) para que sea comparado mediante alguna metodología con la demanda que gobierna el diseño.

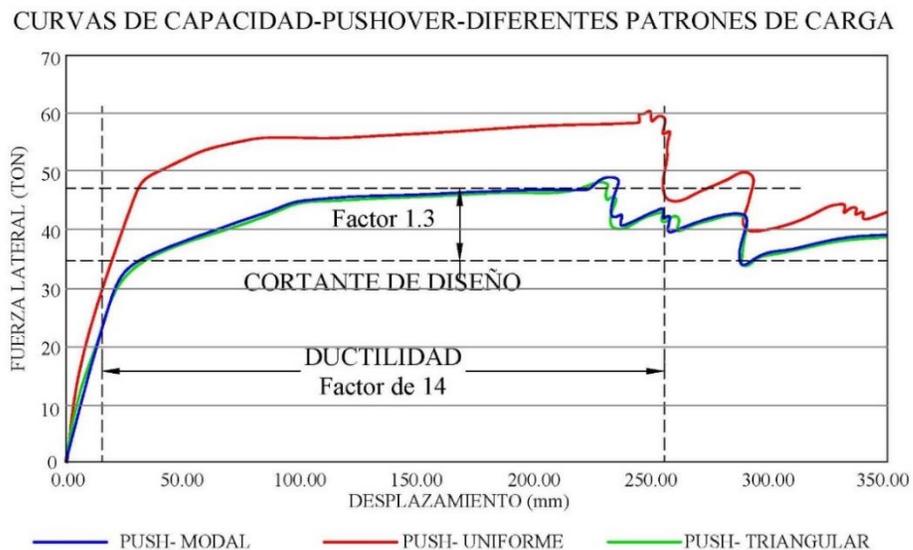


Figura 24- Curva de capacidad (Pushover) para diferentes patrones de carga.

2.6.5 **Método No Lineal Dinámico (Historia en el tiempo).**

El análisis de la historia de respuesta no lineal no se usa como parte del proceso de diseño normal para estructuras típicas. En algunos casos se recomienda el análisis no lineal para obtener una evaluación más realista de la respuesta estructural y verificar los resultados de los métodos de análisis más sencillos. Tal es el caso de los sistemas con dispositivos basados en la fricción como mecanismo de disipación de energía pasiva, amortiguadores viscosos no lineales, sistemas aislados sísmicamente, sistemas de auto centrado, o sistemas que tienen componentes con relaciones de fuerza-deformación muy irregulares.

El principal objetivo del análisis de historia de respuesta no lineal es determinar si las deformaciones calculadas de la estructura se encuentran dentro de los límites adecuados. Los requisitos de resistencia de los elementos designados como resistentes a cargas laterales no se aplican debido a las resistencias de los elementos se establecieron antes del análisis. Estas resistencias iniciales normalmente se determinan a partir de un diseño preliminar mediante análisis lineal.

Cuando los desplazamientos calculados a partir del análisis historia respuesta no lineal son excesivos, una solución típica es aumentar la rigidez de la estructura.

El análisis de la historia de la respuesta no lineal ofrece varias ventajas sobre el análisis de la historia de la respuesta lineal, incluyendo la capacidad de modelar una amplia variedad de comportamientos de materiales no lineales, no linealidades geométricas (incluyendo grandes efectos de desplazamiento), juntas de separación, amortiguamiento no clásico, y para identificar la posibilidad de distribuciones espaciales y temporales de inelasticidad. El análisis de la historia de la respuesta no lineal tiene varias desventajas, incluyendo un mayor esfuerzo para desarrollar el modelo analítico, aumento del tiempo para realizar el análisis (que a menudo se complica por las dificultades en la obtención de soluciones convergentes), la sensibilidad de la respuesta calculada con respecto a los parámetros del sistema, y la inaplicabilidad de superposición para combinar efectos de las cargas vivas, muertas, y sísmicas.

El análisis de la historia de la respuesta no lineal de estructuras con comportamiento inelástico ampliamente distribuido se lleva a cabo por lo general utilizando el enfoque de análisis directo, en el que todas las ecuaciones se resuelven simultáneamente en cada paso de tiempo. En algunos casos, es posible usar un enfoque de análisis modal no lineal altamente eficiente llamado “Fast Nonlinear Analysis” (FNA). Las clases de estructuras no lineales que pueden ser analizadas por el enfoque FNA consisten en estructuras con un número muy limitado de fuentes discretas de comportamiento no lineal bien definidos. Tales estructuras incluyen estructuras aisladas sísmicamente y estructuras con sistemas de amortiguación. Debido a la limitada aplicabilidad de la FNA, se analiza sólo el enfoque de análisis directo.

La sensibilidad del análisis de la historia de respuesta no lineal puede ser evidenciada por los resultados que parecen ser caóticos, o incluso contrario a la intuición, aunque estos resultados pueden ser correctos. Por ejemplo, es posible que el análisis prediga que una estructura colapsa cuando se somete a un movimiento del suelo dado, mientras que soporta un movimiento de mayor intensidad.

El análisis de la historia de respuesta no lineal requiere una descripción matemática del comportamiento de histéresis de las partes de la estructura que se espera que exhiban un comportamiento inelástico durante un sismo. Estos modelos deben reflejar las propiedades esperadas, tomando en cuenta los efectos siguientes, según proceda:

- Sobre resistencia del material, y endurecimiento por deformaciones.
- Degradación cíclica de rigidez y resistencia.
- Deterioro por ciclo de rigidez y resistencia.
- Pérdida de rigidez por daños “Pinching” (deterioro de adherencia, deslizamiento del refuerzo).
- Pandeo.
- Interacción Axial-Flexión-Cortante.

La mayoría de los modelos matemáticos disponibles son fenomenológicos y representan porciones fluencia de distintos elementos (tales como nudos plásticos). Los análisis más exactos se pueden realizar mediante la subdivisión por fibras. Este enfoque más exacto es preferible, pero es computacionalmente más exigente.

Un análisis tridimensional inelástico es particularmente útil para los edificios que son propensos a la respuesta de torsión en planta, incluso cuando los sistemas principales de resistentes sísmica resisten cargas predominantemente en su propio plano.

En marcos de acero resistentes a momento, el comportamiento elástico e inelástico de las regiones de nudos viga-columna debe ser modelada de forma explícita. Los efectos P-delta deberán considerarse explícitamente en el análisis. Los componentes no estructurales también deben ser incluidos en el modelo si se espera que su rigidez y resistencia tienen un efecto significativo sobre la respuesta.

El análisis de la historia de respuesta no lineal requiere que la amortiguación inherente sea ajustada para la estructura. Así como para el análisis de la historia de respuesta lineal, el análisis de la historia de respuesta no lineal típicamente se realiza suponiendo que la amortiguación inherente es del 5% del amortiguamiento crítico. Algunos analistas y diseñadores recomiendan el uso de niveles más bajos de amortiguación inherente (un 2% de la amortiguación crítica), especialmente para los marcos de acero, pero no hay un acuerdo generalizado sobre este punto.

El análisis tridimensional debe ser utilizado cuando existen ciertas irregularidades en planta. Para estructuras compuestas de dos elementos sismo resistentes sísmicos conectadas por el piso y diafragmas de techo, los diafragmas deben ser modelados flexibles en el plano, en particular cuando los elementos verticales del sistema resistente a la fuerza sísmica son de diferentes tipos (tales como marcos de momento y paredes). Cuando las estructuras sean modeladas en tres dimensiones, la interacción flexión biaxial-fuerza axial debe ser considerada para las columnas de las esquinas, paredes rectangulares, y otros elementos similares.

Desde que la superposición lineal no se puede utilizar en el análisis no lineal, cada análisis de historia de la respuesta debe comenzar con una carga inicial por gravedad, que consiste en la carga muerta esperada y la carga viva. La carga viva puede ser tan pequeña como el 25% de la carga viva de diseño sin factorar, debido a que las cargas transitorias son poco probable de alcanzar sus valores máximos de forma simultánea.

Como se discutió anteriormente, el principal objetivo del análisis la historia de la respuesta no lineal es determinar las demandas de deformación en los componentes estructurales y no estructurales para la comparación con los límites aceptados. Cuando se utilizan al menos siete movimientos del terreno, las deformaciones de los miembros y conexiones pueden ser tomadas como la media de los valores calculados a partir de los análisis. Si se usan menos de siete propuestas, se deben utilizar los valores máximos entre todos los análisis. Es muy importante tener en cuenta, sin embargo, que la evaluación de las deformaciones de esta manera no debe hacerse sin inspección cuidadosa de la historia de los desplazamientos los niveles de piso para cada análisis. Es posible que el desplazamiento o deriva máxima puedan estar completamente dominados por la respuesta de un movimiento de terreno, y tal dominio, cuando es debida a un aumento de las deformaciones en una dirección que resulta en una alta deformación residual, puede ser una señal de inminente inestabilidad dinámica. Donde este tipo de inestabilidades dinámicas están presentes, el analista debe tratar de determinar las características de los sistemas que produzcan tales efectos. El movimiento del suelo que produce inestabilidad dinámica no debe ser sustituido por otro que no lo hace.

Los efectos de sobre resistencia se evalúan directamente a partir de que las relaciones de histéresis de fuerza-deformación se modelan explícitamente, y las propiedades de los materiales utilizados incluyen la sobre resistencia, y el endurecimiento por deformaciones.

2.7 PERSPECTIVA DE LA NORMATIVA ACTUAL Y EXPECTATIVA SOBRE LA ACTUALIZACIÓN DE LA NORMA DE DISEÑO POR SISMO DEL GREMIO PROFESIONAL DE NUESTRO PAÍS.

Como parte de nuestra investigación, consideramos apropiado consultar a diferentes profesionales en ingeniería dedicados a la rama de diseño estructural sus opiniones con respecto al contenido y aplicabilidad de la actual Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país, así como consultarles sus expectativas de una nueva normativa, por lo que tomamos una muestra representativa formada por 10 profesionales en ingeniería: 4 de ellos dedicados al diseño estructural de edificaciones, 2 de ellos que se desempeñan en el diseño y/o evaluación de puentes y 4 de ellos dedicados a la enseñanza e investigación, lo que recopilamos en los siguientes apartados.

2.7.1 Perspectiva actual.

Uno de los aspectos en los que todos los diseñadores consultados coinciden es en la necesidad imperante que tiene nuestro país de contar con una norma de diseño actual, acorde a los conocimientos y tecnologías disponibles en esta época. Con la conectividad global de nuestros tiempos es sumamente fácil acceder a las investigaciones realizadas a nivel mundial y conocer de las metodologías de diseño que forman el estado del arte en cuanto al diseño sismorresistente, lo que, para un país como el nuestro, sometido a frecuente actividad sísmica y con limitados recursos le sería de mucha utilidad aplicar para optimizar costos.

Otro aspecto que consideran es de suma importancia modificar es la evaluación de la amenaza sísmica de nuestro territorio en base a las características propias de nuestra región, tomando en consideración las condiciones geomorfológicas, geotécnicas y geológicas de El Salvador. La normativa vigente evalúa la amenaza sísmica en base al modelo de Singh et al (1993), tal como se observa en la Figura 25, en el que se definen 7 fuentes sismogénicas, las cuales se muestran en la Figura 26 a continuación:

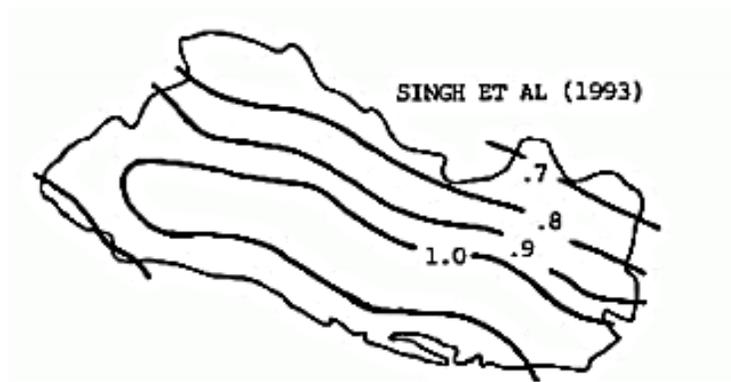


Figura 25- Mapa de peligrosidad para un período de retorno de 475 años de Singh et al (1993)

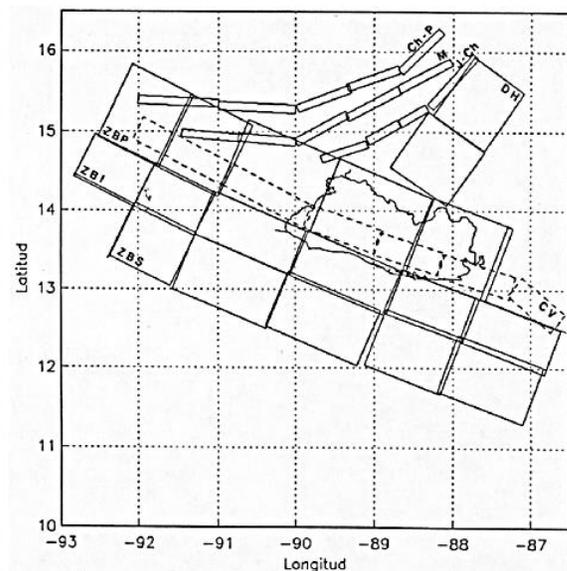


Figura 26- Modelo de zonas sísmogenéticas adoptado para el cálculo de la peligrosidad sísmica de Singh et al 1993.

Estos mapas de peligrosidad sísmica se pueden actualizar en base a levantamientos geológicos recientes, así como estudios geofísicos y mediciones de ondas en diferentes regiones.

Otros factores que los especialistas en diseño estructural nos comentaron que necesitan ser mejorados o considerados en una nueva normativa se mencionan a continuación:

- Considerar la amplificación debida a efectos de sitio.
- Implementar una metodología de diseño específica para estructuras irregulares, pues actualmente estas se diseñan con método estático de fuerzas.

- No se brindan especificaciones o requerimientos a evaluar en el uso de software de diseño para edificaciones, por ejemplo, análisis con time-history.
- No se cuenta con un apartado específico de estructuras especiales, por ejemplo, aquellas con períodos de retorno de 2500 años, tales como puentes, presas, subestaciones, etc.
- No se definen los estados de carga sísmica a considerar (resistencia o servicio)

2.7.2 **Expectativa general de actualización de NTDS.**

Dentro de las expectativas mencionadas en las entrevistas realizadas a los especialistas en estructuras en cuanto a una nueva Norma Técnica de Diseño por Sismo están las siguientes:

- La nueva norma debe incluir una nueva zonificación sísmica, incorporando los mapas de amenaza sísmica uniforme elaborados en base a los estudios geológicos recientes realizados por investigadores nacionales y extranjeros en nuestro país, tales como el proyecto RESIS II.
- Realizar microzonificaciones sísmicas de las regiones con mayor desarrollo en nuestro país y hacer curvas de fragilidad para las tipologías estructurales más representativas.
- Realizar análisis de respuesta de sitio, de manera de contar con estimaciones confiables de los efectos del sismo sobre la edificación proyectada, tomando en consideración que el nivel de daño máximo probable ocurrirá cuando el período de la edificación coincida con el período natural del subsuelo de fundación. Cabe mencionar que en el AMSS, donde los espesores de cenizas volcánicas son muy variables, se tienen amplificaciones importantes en un amplio rango de períodos de interés ingenieril.
- La actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo deberá incluir el estado del arte en cuanto a las metodologías de diseño sismorresistente a nivel global, o al menos en nuestro polo, tratando de incluir los avances en tecnología de la construcción, así como los datos provenientes de investigaciones de materiales y/o caracterización regional.

- Sería conveniente incluir un apartado de revisión y/o reforzamiento de estructuras existentes, en base a lineamientos específicos que deberán ser definidos dentro de la nueva normativa, así como los criterios de desempeño a evaluar.
- Incluir un apartado de requerimientos mínimos a considerar en el uso de software de diseño estructural en función del tipo e importancia de las edificaciones a diseñar.
- Definir un nuevo espectro de diseño, en función de los estados límites que se requiera implementar en cada obra.
- Tomar en consideración los efectos ortogonales en el diseño de estructuras.
- Revisar la clasificación de sistemas estructurales considerados en la normativa actual.
- Evaluar los factores de modificación de respuesta (R) considerados dentro de la norma e incorporar factores (R) por irregularidades en planta y/o elevación de las estructuras.
- Incluir un apartado de especificaciones para el uso de disipadores de energía, osciladores de masa resonante y/o aisladores de base en las estructuras.
- La nueva normativa debe incluir que, para ciertos proyectos, por ejemplo, edificaciones en altura, el diseño sea realizado en base a estudios específicos realizados en el sitio, pudiendo ser necesaria la ejecución de estudios geofísicos (refracción sísmica, medición de ondas S, etc).
- Incluir un apartado de diseño con métodos más especializados en proyectos de gran importancia, o para estructuras especiales y solicitar modelos no lineales para su evaluación.
- Incluir recomendaciones relativas en cuanto a la configuración estructural y aseguramiento de la ductilidad global de las estructuras.
- Definir de mejor manera los factores para el control de derivas de las edificaciones.
- Considerar el efecto de interacción suelo-estructura (ISE) en determinados proyectos, ya que un análisis con ISE permite optimizar un diseño y evaluar las deformaciones plásticas en la base de cortante.

- Incorporación de los efectos de no linealidad de los suelos, considerando que al tener aceleraciones fuera del rango elástico de los suelos se tienen amplificaciones menores y se incrementa el período predominante.
- Definir responsabilidades en el diseño de las estructuras.
- Incluir las responsabilidades en el diseño, construcción y supervisión de los componentes no estructurales de las edificaciones.

2.7.3 **Recomendaciones de especialistas del gremio profesional**

En las entrevistas realizadas pudimos recopilar diferentes recomendaciones en cuanto a la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país, entre las cuales podemos mencionar las siguientes:

- Adopción del código ASCE 7 o NEHRP: La mayoría de los especialistas consultados recomiendan adoptar lo establecido en ASCE para el diseño de edificaciones en nuestro país, basándose en la realidad del país, donde no se cuenta con los recursos necesarios para poder elaborar con una normativa propia, lo que requiere de extensas investigaciones para validar los valores contenidos en ella, ya que eso también dependerá del PIB de cada país, además es necesario contar con entes gubernamentales reguladores debidamente preparados para su adecuada implementación, con el objeto de estar a la vanguardia en cuanto al estado del arte en diseño sismorresistente. Sin embargo, si bien es cierto que recomiendan adaptar la normativa de Estados Unidos, a la vez consideran necesario utilizar una amenaza sísmica propia de nuestro país, basada en las características sísmicas, geológicas y geomorfológicas de esta región, lo que es de gran incidencia en un diseño sismorresistente óptimo y funcional. Otra de las ventajas que mencionan sobre adoptar esta normativa es que al ser actualizadas en Estados Unidos, se podrán tomar estas actualizaciones para nuestro medio, y así se estará siempre vigente en los avances de diseño estructural.

- Revisión integral de la normativa salvadoreña: Todos los especialistas consultados consideran necesario actualizar no solamente la Norma Técnica de Diseño de nuestro país, sino realizar una revisión integral del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, de modo de combinar adecuadamente el Diseño Estructural – Materiales – Demanda de las edificaciones.
- Realizar capacitaciones periódicas del gremio profesional: Es importante que se considere el capacitar periódicamente a los profesionales en ingeniería civil involucrados con el diseño estructural de edificaciones sobre los aspectos contenidos en la normativa, para estar todos claros en cuando a su adecuada implementación, así como para solventar dudas que puedan surgir al respecto, mayormente aquellas relacionadas con metodologías de diseño que no son tan comunes en nuestro medio, pero que presentan variadas ventajas en función de las características de la obra a analizar.
- Divulgar la norma actualizada: Una vez se tenga una nueva Norma Técnica de Diseño por Sismo será de suma importancia dar a conocer su contenido en el gremio profesional a nivel nacional, con el objeto de que los encargados del diseño estructural de las edificaciones estén enterados oportunamente de los nuevos requerimientos y condiciones establecidas en ellas.
- Hacer valer la normativa actualizada: Tanto como dar a conocer la nueva normativa, también es importante hacerla velar, por lo que la institución encargada de su regulación deberá estar técnicamente preparada tal fin, sugiriéndose además realizar una evaluación de los profesionales de diseño, con clasificación de niveles, de manera de garantizar que los diseñadores cuentan con el conocimiento técnico necesario para diseñar estructuras seguras.
- Llevar a cabo un estudio de efectos de sitio en regiones de desarrollo, gestionando los fondos necesarios para llevar a cabo los estudios de campo requeridos para determinar las características estáticas y dinámicas de los suelos, de manera de establecer coeficientes de sitio representativos, lo que será de gran incidencia en la evaluación de amenaza sísmica.

- Definir los aspectos mínimos que deberán contener las memorias de cálculo estructural de las edificaciones para que estas sean validadas y/o aceptadas por el ente regulador correspondiente.

2.8 REFERENCIAS

“EARTHQUAKE ENGINEERING - From Engineering Seismology to Performance - Based Engineering”, Yousef Bozorgnia, y Vitelmo V. Bertero.

“Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines Program Plan for New and Existing Buildings”, FEMA-445 / August 2006.

“Designing for Earthquakes - A Manual for Architects”, FEMA 454 / December 2006.

“Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology”, FEMA P-58-1 / September 2012.

“Earthquake-Resistant Design Concepts - An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”, FEMA P-749 / December 2010.

“NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”, FEMA P-750 / 2009 edition.

“Reliability Analysis Methods”, Emilio Bastidas-Arteaga, Abdel-Hamid Soubra.

“Geotechnical Earthquake Engineering”, Steven L. Kramer.

“Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures”, USACE - EM 1110-2-6050.

“Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures”, USACE - EM 1110-2-6053.

“Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures”, Publication No. FHWA HI-98-032 – May 2001, U.S. Department of Transportation.

“Seismic Hazard Assessments, Seismic Design Codes, and Earthquake Engineering in El Salvador”, Geological Society of America Central, Special Paper 375 - López, Manuel, Bommer, Julian B., Pinho Rui.

3 PROPUESTA DE INSUMOS PARA LA ACTUALIZACION DE LA NORMA TECNICA DE DISEÑO POR SISMO DE EL SALVADOR.

3.1 INTRODUCCION

Dentro del presente capítulo se busca identificar los tópicos básicos para la actualización del código de diseño por sismo de nuestro país, los cuales son evaluados tomando en cuenta aspectos técnicos, así como prácticos para que puedan servir como insumo para las instituciones responsables de la actualización del código nacional, es decir que el resultado final que se busca en cada uno de los subtemas abordados es presentar un panorama viable a seguir bajo el estado del arte actual y bajo las limitaciones que tenemos como nación.

Se aclara que este capítulo en particular presenta una gran cantidad de referencias de bibliografía, las cuales han sido la base para el desarrollo de este capítulo, y por consiguiente se convida al lector a consultarlas, mientras que para los Profesionales oficiales se pretende que estas sean la base de su trabajo para la actualización del código nacional de diseño por sismo.

Entre los temas principales que se abordan se encuentran: la filosofía de diseño sísmico, modelo del código de diseño por sismo, metodología para la evaluación de la amenaza sísmica, evaluación sísmica de edificios existentes, readaptación de edificios existentes, otras estructuras, etc.

Debido al olvido que ha sido objeto la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo y a la escasez de presupuesto para llevar a cabo las investigaciones de detalle en nuestro país, se pone un gran énfasis en los estándares modernos internacionales y cómo estos interactúan con los reglamentos de materiales, pues de su evaluación se hará la propuesta del modelo a seguir para nuestro código nacional. Para esta labor se tomaron en cuenta aspectos técnicos y de la realidad profesional en nuestro país, entre los cuales están: metodología de diseño prescriptiva y por desempeño, métodos de análisis estructural, estado del conocimiento, materiales de construcción usados en nuestro medio, adopción de normas de control de calidad,

reglamentos de diseño estructural para diferentes materiales, situación ante actualizaciones futuras, definición de responsabilidades, así como de la aplicabilidad nacional.

En el capítulo 2 se presentó además una recopilación de las opiniones de una muestra representativa del gremio en ingeniería estructural e investigación sísmica de nuestro país, de manera de poder contar con un panorama amplio de lo que en realidad esperan los profesionales respecto a una actualización de la normativa de diseño por sismo. Esto a su vez ha contribuido a la selección de la propuesta que se plantea a continuación.

3.2 DEFINICIONES Y SIMBOLOGIA.

BPOE – Objetivo de desempeño básico para edificios existentes (Basic Performance Objective for Existing Buildings): Una serie de Objetivos de Desempeño definidos basados en la Categoría de Riesgo de un edificio destinado a la evaluación y readaptación de edificios existentes.

BPON - Objetivo de desempeño básico equivalente para estándares de edificios nuevos (Basic Performance Objective Equivalent to New Building Standards): Una serie de Objetivos de Desempeño definidos basados en la Categoría de Riesgo de un edificio, destinados a la evaluación y readaptación de los edificios existentes para lograr un nivel de desempeño acorde con el desempeño previsto de los edificios diseñados para un estándar para nueva construcción.

BSE-1E: Terremoto básico de seguridad-1 para uso con el objetivo de desempeño básico para edificios existentes, tomado como una amenaza sísmica con una probabilidad del 20% de excedencia en 50 años, pero no mayor que el BSE-1N en un sitio.

BSE-1N: Terremoto básico de seguridad-1 para uso con el objetivo de desempeño básico equivalente para estándares de nuevos edificios, tomado como dos tercios del BSE-2N en un sitio.

BSE-2E: Terremoto básico de seguridad-2 para uso con el objetivo de desempeño básico para edificios existentes, tomado como una amenaza sísmica con una probabilidad del 5% de excedencia en 50 años, pero no mayor que el BSE-2N en un sitio

BSE-2N: Terremoto básico de seguridad-2 para uso con el objetivo de desempeño básico equivalente para estándares de nuevos edificios, tomado como el movimiento del terreno basado en el Terremoto máximo considerado bajo el enfoque de riesgo (MCE_R) en un sitio según el ASCE 7.

Código: Es un estándar que ha sido adoptado por uno o más organismos gubernamentales y que es aplicable por ley.

Componente: Una parte de un sistema arquitectónico, mecánico, eléctrico, o sistema estructural de un edificio.

Componente no estructural: Componente arquitectónico, mecánico o eléctrico de un edificio que está permanentemente instalado en, o es parte integrante de un sistema de construcción.

Demanda: La cantidad de fuerza o deformación impuesta a un elemento o componente.

Deriva: Deflexión horizontal en la parte superior del nivel relativa a la parte más baja del nivel.

Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD: Load and Resistance Factor Design): Un método de proporcionamiento de componentes estructurales (miembros, conectores, conexiones y ensamblajes) usando factores de carga y factores de reducción de resistencia tales que no se exceda ningún estado límite aplicable cuando la estructura se somete a todas las combinaciones de carga de diseño.

Especificación: Las especificaciones proveen requerimientos adicionales específicos para materiales, y componentes, aún más allá de los requerimientos de los códigos y estándares.

Estándar: Consiste en un conjunto de definiciones técnicas y directrices que funcionan como instrucciones para los diseñadores. Los estándares se consideran de uso voluntario porque son directrices y no son aplicables por ley.

Evaluación sísmica: Es definida como un proceso aprobado o metodología de evaluación de deficiencias en un edificio el cual previene que este logre un objetivo de desempeño seleccionado¹⁵.

¹⁵ Referencia: “ASCE 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings”, American Society of civil engineers.

Falla activa: Es una falla para la cual hay una tasa de deslizamiento histórico promedio de 1 mm por año o más y evidencia de actividad sísmica dentro de los tiempos del Holoceno (los últimos 11,000 años)¹⁶.

Nivel de amenaza sísmica: Demanda del movimiento del terreno de severidad especificada, desarrolladas sobre una base probabilística o determinista.

Nivel de desempeño de un edificio: Un estado de daño limitante para un edificio, considerando los componentes estructurales y no estructurales, utilizados en la definición de Objetivos de Desempeño.

Nivel de desempeño no estructural: Un estado limitante de daño para los componentes no estructurales de un edificio usado para definir objetivos de desempeño.

Nivel de sismicidad: Un cierto grado de amenaza sísmica esperada.

Objetivo de desempeño: Uno o más pares de nivel de amenaza sísmica seleccionada con un nivel de desempeño estructural aceptable o deseado y un nivel de desempeño no estructural aceptable o deseado.

Periodo de retorno medio: Período promedio de tiempo, en años, entre las ocurrencias esperadas de un terremoto de severidad especificada.

Probabilidad de excedencia: Es la posibilidad, expresada como un porcentaje, que un evento más severo ocurrirá dentro de un periodo de tiempo especificado, expresado en años.

Provisiones: Conjunto de reglas, principios, o procedimientos indicados dentro de un código, estándar o especificación.

Readaptación sísmica (Seismic Retrofit): Se define como el diseño de medidas para mejorar el desempeño sísmico de los componentes estructurales o no estructurales de un edificio mediante la corrección de las deficiencias identificadas en una evaluación sísmica en relación con un objetivo de desempeño seleccionado¹⁷.

Sistema estructural: Un conjunto de componentes estructurales que se unen para proporcionar una interacción o interdependencia regular.

¹⁶ Referencia: “ASCE 41-13: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings”, American Society of civil engineers.

¹⁷ Referencia: Idem 16.

S_{M1}: Parámetro de aceleración de respuesta espectral del 5% de amortiguamiento para el nivel de demanda MCER para periodo de 1 segundo ajustado para el efecto de clase de sitio.

S_{M5}: Parámetro de aceleración de respuesta espectral del 5% de amortiguamiento para el nivel de demanda MCER para período corto ajustado para el efecto de clase de sitio.

Terremoto de diseño: Un terremoto especificado por el usuario para la evaluación o la readaptación de un edificio.

Terremoto máximo considerado, (MCE: Maximum Considered Earthquake): Un nivel de riesgo sísmico extremo establecido en ASCE 7 -05. Se define como un nivel de amenaza con un 2% de excedencia en 50 años ($T_R = 2,500$ años).

Terremoto máximo considerado, enfoque de riesgo (MCE_R: Maximum Considered Earthquake, Risk-Targeted): Un nivel de riesgo sísmico extremo establecido a partir del ASCE 7-10 y ASCE 7-16 y determinado para la orientación que resulta en la mayor respuesta máxima a movimientos de tierra horizontales y con ajustes para un enfoque de riesgo. Se define generalmente como un nivel de amenaza con un 1% de probabilidad de falla en 50 años.

3.3 APLICABILIDAD Y RESPONSABILIDADES.

Se busca que la actualización del código de diseño por sismo sea de estricta aplicación y cumplimiento a nivel nacional. Cabe mencionar que no se tiene conocimiento del procedimiento particular que conlleva la aprobación legal del código, así como tampoco de la asignación presupuestaria que se requiere para la conclusión exitosa de las tareas de la actualización, por lo que a continuación se hacen recomendaciones sobre los entes involucrados que deben tomar protagonismo y establecerse desde la etapa inicial de la etapa de actualización, hasta la aprobación del código, así como para la etapa final de aplicabilidad y aprobación de los diseños.

Autoridad oficial: Ministerio o Institución de gobierno que representa a la autoridad con jurisdicción que legalmente es responsable de administrar y hacer cumplir las disposiciones de un reglamento, código de construcción o política legalmente adoptada. Esta institución deberá ser el Ministerio de Obras Públicas de El Salvador (MOP), quien deberá gestionar la aprobación legal del código actualizado.

Designado oficial de actualización: Ministerio o Institución de gobierno designada para la actualización del Código de Diseño por Sismo desde la etapa inicial hasta el documento final para ser sujeto a aprobación. Actualmente está siendo ejecutado por el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), quienes poseen la información base para los estudios iniciales.

Estas instituciones consideramos que deben ser las responsables de la planeación, gestión recursos económicos, coordinación de actividades, ejecución de estudios, análisis de escenarios, interpretación, toma de decisiones, generación del contenido, redacción y divulgación del código.

Se recomienda primeramente generar un anteproyecto con el análisis de escenarios del rumbo que pueda darse al Código de Diseño por Sismo de nuestro país, con esto nos referimos a las diferentes alternativas que pueden ser la adopción de un moderno estándar, adopción y adaptación de un estándar moderno, generar un código novedoso independiente de lo que es generalmente establecido. Obviamente cada opción repercute de distinta manera en los recursos, esfuerzo institucional, así como el impacto económico, por lo que el contenido de este capítulo pretende ampliar la visión técnica, profesional, así como opiniones subjetivas de lo que de acuerdo a nuestra realidad resulta como la opción aceptable.

Posteriormente se tienen los encargados de la aplicación del código aprobado. Estos son:

Gestor de Aprobación de diseños: Institución del gobierno municipal designada para la revisión del anteproyecto de construcción, así como del diseño final sujeto a aprobación.

Profesional de diseño: El individuo responsable del diseño estructural o de la evaluación o el diseño de readaptación de los edificios, el cual se realiza utilizando el código aprobado. Es principalmente a quien va destinado el código de diseño.

La jerarquía de cada uno de los entes involucrados deberá ser determinada por la autoridad oficial. Otros organismos pueden llegar a tomar un papel protagonista, como lo son las

asociaciones o gremiales de ingenieros y construcción. En países como Estados Unidos, diversas instituciones suelen hacer aportes a través de los llamados “standards” y especificaciones para materiales, las que generalmente son la base para la adopción particular en cada estado, e inclusive para algunos países latinoamericanos.

Por otro lado, de ser estimado necesario por la autoridad oficial, se podrá indicar la incorporación de un nuevo ente denominado “**Revisores**” (**Peer reviewers**). Los revisores son considerados necesarios cuando la complejidad de los análisis utilizados para demostrar el desempeño de los edificios plantea una necesidad de experticia profesional al ser sometidos a permiso. El revisor o revisores deben poseer conjuntamente experiencia en ingeniería geotécnica y amenaza sísmica, desempeño sísmico de edificios, aplicación avanzada de software de análisis estructural e interpretación de resultados y diseño y comportamiento de estructuras con elementos del tipo empleado en el edificio analizado. Una propuesta más detallada para los Revisores (terceros) encargados de evaluar y avalar los diseños se puede analizar de la siguiente referencia: “Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings”, 2010 en su capítulo 10, desarrollado por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER).

3.4 FILOSOFÍA DE DISEÑO.

3.4.1 Filosofía de diseño estructural.

Aunque la filosofía de diseño estructural comprende requerimientos particulares para diversos materiales de construcción que no se analizaran en este documento, esta debe ser establecida para poder definir de mejor manera la filosofía de diseño sismorresistente. Las filosofías de diseño estructural han sido identificadas en el capítulo 2, entre las cuales principalmente se tiene: Diseño por Esfuerzos Permisibles con la metodología ASD (Allowable Stress Design) y requerimientos prescriptivos, Diseño por Resistencia con la metodología LRFD (Load and Resistance Factors Design) y requerimientos prescriptivos, Diseño por Desempeño Basado en Fuerzas con requerimientos bajo el enfoque de capacidad y Diseño por Desempeño Basado en Desplazamientos (DDBD).

Entre todas estas filosofías, las más comúnmente adoptadas por los códigos de diseño de materiales de acuerdo al período en que nos encontramos son las de diseño por resistencia LRFD de forma conjunta con la alternativa del uso de la filosofía ASD (esfuerzos), así mismo la de diseño por desempeño basado en fuerzas bajo el enfoque de diseño por capacidad. Es poco común encontrar códigos que den la libertad del uso de la filosofía de Diseño por Desempeño Basado en Desplazamientos (DDBD). En nuestro país la filosofía reglamentada es LRFD en conjunto con ASD.

Desde el punto de vista de los códigos de diseño estructural, en nuestro país se puede resumir que existen dos tipos de estructuras, las cuales son: estructuras construidas previas al Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones en El Salvador (RESESCO) que contiene la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) de 1994, y estructuras diseñadas posteriormente bajo el uso de dicho reglamento.

En el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones (RESESCO) en su capítulo 1 contiene el artículo No. 3 que indica: “Las disposiciones de este Reglamento son aplicables a las construcciones nuevas y existentes que pueden ser objeto de modificación, reparación o demolición y son de estricto cumplimiento en todo el territorio de la República”. Puesto que esta acción se ha cumplido en un bajo porcentaje para las estructuras existentes hasta la fecha, si se acata estrictamente el mandato del artículo, todas las estructuras debían haber sido revisadas y de ser necesario actualizadas o readaptadas para cumplir los requerimientos de demanda sísmica incluida en el código de diseño por sismo, cabe comentar entonces que existe incertidumbre en la probabilidad de falla ante un cierto nivel de amenaza, especialmente a que existe un gran porcentaje de estructuras que fueron diseñadas bajo los códigos previos.

En cuanto a las estructuras “modernas” diseñadas bajo el código de 1994, además de las inconsistencias indicadas en el capítulo 2.2 acerca del estudio de amenaza sísmica adoptado para la NTDS, se recalca la incertidumbre en las probabilidades de falla de estructuras diseñadas bajo estos lineamientos, esto en menor manera debido a la filosofía de diseño estructural por resistencia reglamentada, sino especialmente debido a que el espectro de diseño se basa en un solo parámetro para definir las ordenadas espectrales, en nuestro caso es el PGA (Peak ground

acceleration), lo que produce que el espectro de diseño no tenga periodos de retorno uniformes en todas sus ordenadas.

Otro aspecto que se desconoce bajo los lineamientos del reglamento y código de diseño sísmico, es el nivel de daño que sufrirán las estructuras ante los distintos niveles de demanda sísmicos que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura, debido a que solamente se verifica un estado límite de resistencia.

Entre algunas inconsistencias adicionales que se pueden dar en la práctica común de algunos profesionales de diseño en nuestro país, es asumir que el uso de estándares vigentes de Estados Unidos como es el ASCE 7-10 ó ASCE 7-16 para la demanda sísmica, y a su vez los lineamientos de diseño prescriptivos más actuales del ACI 318 o AISC para concreto reforzado, y acero estructural respectivamente concluirán en diseño de estructuras más resistentes, este hecho implica diversas interrogantes como las siguientes: ¿qué datos usar para la definición del espectro de diseño conociendo que su construcción es diferente? ¿Qué mapas de aceleración del terreno aplican para nuestro territorio cuando únicamente se conoce el PGA? ¿Qué valores de modificación del espectro elástico aplican? Esto resultará en una mezcla de parámetros que pueden generar inconsistencias de los conceptos y objetivos de desempeño de cada código y en incertidumbres del resultado del diseño final.

De lo anteriormente expresado se concluye que en nuestro país no solamente se desconoce del desempeño que puedan tener la mayoría de estructuras, sino también que la pasividad por parte de las instituciones oficiales (gubernamentales) responsables, así como el desinterés de asociaciones profesionales particulares con falta de liderazgo impiden velar por la correcta aplicabilidad de los códigos, así como de su actualización periódica. La falta de recursos puede haber generado la costumbre que la mayoría de acciones se generen por propia inercia, por cooperación de países con recursos económicos y tecnológicos, por el interés de universidades, o por necesidad de emergencia ante eventos catastróficos.

Se parte en establecer entonces, que la filosofía de diseño más ventajosa es la que permita el diseño de estructuras con una capacidad sismo resistente con menores incertidumbres y con probabilidades de falla cercanas entre una estructura y otra, es decir, estructuras con riesgo uniforme, que sean adecuadamente compatibles con los espectros de amenaza uniforme establecidos en los códigos modernos.

Del desarrollo precedente se define que la *filosofía por desempeño* es la mejor opción para la actualización del Código de Diseño por Sismo, lo cual va acorde con la tendencia de los códigos modernos internacionales, implicando el establecimiento de objetivos de desempeño inherentes, así como sus niveles de demanda sísmica. Como se mencionó anteriormente, no se pretende ahondar en las filosofías o técnicas de diseño estructural, por lo que en nuestro caso optaremos por desarrollar los insumos básicos para la filosofía de diseño por resistencia última (LRFD) que se podrá combinar con el estado del arte del diseño por desempeño de acuerdo a la importancia de la estructura y para efectos de evaluación y readaptación sísmica de edificios.

Las ventajas de esta elección son las siguientes:

- La aplicabilidad del diseño basado en fuerzas en los códigos es más común que la filosofía basada en desplazamientos, por lo que los primeros servirán de referencia.
- Es posible tomar como modelo los estándares modernos existentes.
- La aplicabilidad del diseño basado en fuerzas puede ser realizada con la adaptación para el uso de las especificaciones para materiales como el ACI 318, AISC.
- La aplicabilidad de la filosofía de diseño basado en fuerzas (LRFD) resulta en estructuras con un margen de seguridad contra el colapso de alrededor de 1.50 ante el Terremoto de diseño, siempre y cuando se sigan las directrices de los estándares modernos del ASCE 7-05 y más recientes hasta el ASCE 7-16 (ver numeral 3.4.2 de este documento).
- La incorporación de la filosofía de diseño basado en desplazamientos puede resultar poco practica en los códigos de diseño, ya que por la extensa cantidad de métodos se debe establecer cual brinda mejores resultados para casos particulares de sistemas estructurales.

- Aunque conceptualmente la filosofía de diseño por desempeño basado en desplazamientos pueda resultar más atractiva y coherente por la forma en que se generan los daños en las estructuras (desplazamientos), se considera recomendable esperar su desarrollo y aplicabilidad en mayor cantidad de códigos y especificaciones que sirvan de referencia.

A continuación, se realiza una comparación de las filosofías de diseño encontrados en los códigos sísmicos y en estándares que incluyen apartados de acciones sísmicas.

3.4.2 **Filosofía de diseño sismorresistente.**

En nuestro país la norma o código legal es la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) tal como se describió en el numeral 2.2; esta no contiene una filosofía de diseño bien definida como suele indicarse en otros códigos internacionales, pero del Capítulo 1, Artículo 1 del RESESCO, se puede extraer lo siguiente:

- 1- Garantizar las condiciones de seguridad estructural y de servicio en condiciones normales de operación y de eventos sísmico moderados.
- 2- Minimizar las posibilidades de colapso de las construcciones y la pérdida de vidas y lesiones a seres humanos en caso de evento sísmico severo.
- 3- Mantener al máximo posible el funcionamiento de aquellas edificaciones que prestan servicios o que alojan instalaciones esenciales para la recuperación posterior a una catástrofe.

De lo anterior se puede interpretar que el RESESCO plantea una filosofía por desempeño, pero no se traduce explícitamente en la NTDS en donde se verifica un solo nivel de demanda.

En *Guatemala* se tienen las “NORMAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES Y OBRAS DE INFRAESTRUCTURA PARA LA REPÚBLICA DE GUATEMALA”, Revisión septiembre 2010, de donde se identifican las Normas NS2 y NS3 que contienen los aspectos sísmicos para edificios nuevos, y la NS6 para obras existentes. De estas se puede identificar el artículo 1.4.3 del NSE 3-10:

“Las estructuras podrán ser diseñadas para que un buen número de sus componentes se desempeñen en el rango post-elástico cuando estén sujetas a las solicitaciones del sismo de diseño o a solicitaciones de explosión. Las combinaciones de carga que incluyen sismo están planteadas para que la estructura se desempeñe en el rango post-elástico al estar sujeta al sismo de diseño”.

En *Costa Rica* se tiene el “CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA 2010”. Este establece la siguiente filosofía de diseño sísmico para las edificaciones:

- 1- En edificaciones de ocupación normal, y ante sismos fuertes, se protege la vida de ocupantes y transeúntes, evitando el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales capaces de causar daño.
- 2- En edificaciones de ocupación especial, y ante sismos fuertes, se protege la vida de ocupantes y transeúntes. La edificación no solo debe mantener su integridad estructural, sino el colapso parcial o total de la estructura y de aquellos componentes no estructurales capaces de causar daño, sino que se debe minimizar la ocurrencia de daños en la estructura y en todos aquellos componentes y sistemas no estructurales capaces de interrumpir seriamente los servicios y funciones propias de la edificación.
- 3- En edificaciones e instalaciones riesgosas, y ante sismos extremos, además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se debe minimizar la ocurrencia de daños en la estructura y en sus componentes y sistemas no estructurales cuando estos puedan causar daños graves en la población o en el ambiente.
- 4- En edificaciones e instalaciones esenciales, y ante sismos extremos, además de protegerse la vida de ocupantes y transeúntes, se debe minimizar la ocurrencia de daños en la estructura y en aquellos componentes y sistemas no estructurales capaces de interrumpir seriamente los servicios y funciones propios de la edificación.
- 5- En edificaciones misceláneas, se debe asegurar el mismo desempeño definido para las edificaciones de ocupación normal, pero para sismos moderados.

El código Costarricense plantea alcances de diseño por desempeño, aunque solo definen un nivel de demanda para lograrlo.

En **Chile** el código de diseño sísmico de edificios NCh 433.Of1996 Modificada en 2009, en su numeral 5.1 presenta los principios e hipótesis básicos orientados para que las estructuras logren lo siguiente:

- 1- Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- 2- Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismo de mediana intensidad.
- 3- Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

Además, se indica lo siguiente dentro del mismo numeral:

“Aun cuando los puntos anteriores mencionan tres niveles de intensidad de movimiento sísmico, esta norma no los define de forma explícita. Por otra parte, el estado del arte en la disciplina no permite establecer objetivos de desempeño más específicos que los genéricamente señalados”.

El código chileno y el RESESCO poseen filosofías muy similares, además de ser congruentes con los códigos modernos que chequean más de un objetivo de desempeño, pero estos especifican únicamente un solo nivel de demanda, lo cual aparentemente no es consistente con los principios establecidos por ellos.

En **Estados Unidos** la filosofía de diseño en el estándar modelo **ASCE 7 16** no se indica directamente, pero se puede extraer de su contenido lo siguiente: “todas las estructuras deben tener un sistema sismo resistente lateral y vertical capaz de proveer adecuada resistencia, rigidez, y disipación de energía para soportar el movimiento del terreno de diseño dentro de los límites prescritos de deformación y demanda de resistencia”.

Para el estándar estadounidense pasa lo mismo que los códigos planteados anteriormente, es decir, plantean alcances de diseño por desempeño, aunque solo definen un nivel de demanda para lograrlo.

En el *Eurocódigo 8* EN 1998-1:2004 se indica que las estructuras en regiones sísmicas deben ser diseñadas y construidas de tal manera que se cumplan los siguientes requerimientos, cada uno con adecuado grado de confiabilidad. En el numeral 1.1 del código se establece el alcance siguiente:

- 1- Protección a la vida humana bajo un sismo raro, el cual implica prevención del colapso de la estructura o alguna de sus partes y la preservación de la integridad estructural y capacidad de resistencia residual.
- 2- Pérdidas limitadas en un sismo frecuente, que implica la limitación de los daños estructurales y no estructurales.

Los alcances planteados se logran a través de niveles de desempeño con periodos de retorno diferentes asociados a los estados límite de la estructura.

En *Nueva Zelanda* el código es el NZS 1170.5-2004 para el cual las edificaciones son diseñadas generalmente para una acción sísmica menor a la correspondiente al espectro de respuesta de diseño elástico. Esto requiere que las estructuras sean capaces de disipar energía sísmica a través de deformaciones dúctiles post elásticas. Las edificaciones deben tener adecuada ductilidad, lo cual es logrado por medio del diseño por capacidad. El aspecto principal del diseño por capacidad es el de impartir a la estructura las características que resultaran en el mejor comportamiento deseable en un evento sísmico severo. Esto es logrado garantizando una adecuada jerarquía de resistencia en los elementos y nudos de la estructura.

El código de Nueva Zelanda especifica los criterios de desempeño siguientes:

- 1- Estado Límite de Serviciabilidad: Evitar que se produzcan daños estructurales y no estructurales en componentes que prevendrán que la estructura sea usada como fue proyectada originalmente sin reparaciones ante un evento sísmico en el nivel de serviciabilidad.
- 2- Estado Límite Último: En edificaciones de uso normal se deberá tener suficiente rigidez, resistencia, y ductilidad para proveer un margen de seguridad alto y protección contra la pérdida de la vida dentro o alrededor de la edificación sujeta al evento sísmico.

Al igual que el Eurocódigo, el código Neo Zelandés plantea explícitamente una filosofía por desempeño.

De las filosofías de diseño analizadas anteriormente se concluye que todas buscan como prioridad la protección a la vida de los ocupantes, y que mientras algunos códigos son más específicos en su filosofía, otros el resumen de forma general.

El Eurocódigo y el código neozelandés en cambio establecen dos niveles de demanda para cumplir las filosofías especificadas a través de sus objetivos de desempeño y a través de sus metodologías de diseño.

El ASCE 7-16 posee un solo nivel de demanda para lograr la filosofía identificada, mientras que el código de Guatemala es básicamente una adaptación del ASCE 7-05 a sus condiciones nacionales. El código costarricense comparte la misma metodología con un solo nivel de demanda para lograr cumplir la filosofía planteada a través de objetivos de desempeño y limitaciones de irregularidades de los sistemas estructurales.

Aunque el ASCE 7-16 parezca tener desventajas frente al Eurocódigo y el NZS 1170.5-2004, los comentarios del primero indican lo siguiente:

“Si una estructura experimenta un nivel de movimiento del terreno 1.50 veces el nivel de diseño (el movimiento del terreno MCE), la estructura deberá tener una baja probabilidad de colapso”. Esta “baja probabilidad de colapso” ha sido estimada como un 10 por ciento (Según el Applied Technology Council, 2009) usando el estado del arte del análisis dinámico incremental (Vamvatsikos and Cornell, 2002) de estructuras diseñadas acordes con las provisiones indicadas por el NEHRP Recommended Seismic Provisions (2009)¹⁸.

¹⁸ Referencia: FEMA P-750: “NEHRP Recommended Seismic Provisions for new buildings and other structures”, 2009 Edition.

Este mismo comentario es aplicable al código neozelandés según lo siguiente:

“Una estructura debe tener un pequeño margen contra colapso ante el movimiento del terreno del terremoto más severo al cual posiblemente será sujeta... Se ha determinado que un margen de seguridad de 1.50 es posible de la aplicación de los procedimientos del código”¹⁹.

Esto resulta coherente debido a que ambos niveles de demanda establecidos para el ASCE 7-05 (al igual que 2010 y 2016 con ajustes bajo el enfoque de riesgo) y el NZS 1170.5-2004 son similares, es decir de 2% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_R = 2,500$ años). Esto nos indica que la aplicabilidad de estos se diferencia principalmente en los procedimientos particulares dentro de cada uno de ellos.

Podemos resumir que una filosofía adecuada es la establecida por Paulay en los años 1980's:

1. Las estructuras deben ser previstas de rigidez para que no tengan algún daño no estructural en niveles pequeños de movimiento sísmico.
2. Las estructuras deben ser previstas de resistencia para que no tengan algún daño estructural (fluencia en marcos estructurales) en niveles moderados de movimiento sísmico.
3. Las estructuras deben ser previstas de suficiente ductilidad para preserven la vida y no colapsen en niveles altos de movimiento sísmico.

3.5 MODELO DEL CODIGO DE DISEÑO.

En este numeral se analizará cuál de los códigos ó estándares identificados puede ser el modelo aceptable para retomarse por el Designado oficial de actualización, ya que hemos establecido en el numeral 3.4.1 las limitantes que tenemos como nación, y se necesita para tener una visión del anteproyecto de actualización de la NTDS como sugerido en el numeral 3.3.

A continuación se muestra un resumen de las características técnicas principales de los códigos analizados (Ver tabla 4).

¹⁹ Referencia: ENG.ACA.0016: Pág. 33, “Review of NZ Building Codes of Practice”, Gregory MacRae, Charles Clifton, Les Megget, August 2011.

Tabla 4
Características técnicas principales de los Códigos analizados

CÓDIGO O ESTANDAR	TIPO DE CÓDIGO	ACCIONES SISMICAS SEGÚN MAPA DE ZONIFICACION	OTROS FACTORES PRINCIPALES DE MODIFICACIÓN	FACTORES DE REDUCCIÓN DE FUERZAS	ESTADOS LÍMITE REVISADOS
NTDS 1994	Basado en fuerzas	10% de probabilidad de excedencia en 50 ā (TR=475 ā). Espectro escalado a partir de la aceleración máxima del terreno PGA.	I=1.20 para Instalaciones de ocupación especial. I=1.50 para establecimientos esenciales.	Factor de modificación de respuesta "R".	1
Guatemala NSE 2010	Basado en fuerzas	2% de probabilidad de excedencia en 50 ā (TR=2,500 ā). Espectro de amenaza uniforme (Uniform Hazard Spectrum UHS).	Kd= 0.66 para sismo ordinario (10% de excedencia en 50 ā). Kd= 0.80 para sismo severo (5% de excedencia en 50 ā). Kd= 0.55 para sismo mínimo (Condición de excepción). Factores de falla cercana "Na" y "Nv".	Factor genérico de reducción de respuesta Sísmica "R"	1
Costa Rica 2010	Basado en fuerzas	10% de probabilidad de excedencia en 50 ā (TR=475 ā). Espectro de ductilidad constante escalado de la aceleración efectiva pico.	I=1.25 para Instalaciones esenciales y riesgosas. I=0.75 para Instalaciones misceláneas.	Factor de sobre resistencia "SR" Los espectros toman en cuenta la ductilidad.	1
Chile NCh 433.Of1996 Modificada en 2009	Basado en fuerzas	10% de probabilidad de excedencia en 50 ā. Espectro escalado a partir de la aceleración máxima efectiva del terreno Ao.	I=0.60 para categoría del edificio I. I=1.20 para categoría del edificio II y IV.	Factor de modificación de respuesta "R" ó "Ro"	1
USA ASCE 7-16	Basado en fuerzas	Enfocado en riesgo 1% de probabilidad de falla en 50 años. Espectro de amenaza uniforme (Uniform Hazard Spectrum UHS).	Cr Coeficiente de riesgo específico del sitio (Incorporado directamente en los valores mapeados). 2/3 del MCE _R I=1.25 para categoría de riesgo III. I=1.50 para categoría de riesgo IV.	Coeficiente de modificación de resistencia "R"	1
Eurocódigo 8 EN 1998-1:2004	Basado en fuerzas	No colapso con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (TR=475 ā). Daño limitado con probabilidad de excedencia de 10% en 10 ā. (TR=95 ā).	Factor de corrección por ductilidad $\eta = \sqrt{\left(\frac{10}{5+\epsilon}\right)} \geq 0.55$ Los valores recomendados son: I=0.80 para clase de importancia I. I=1.20 para clase de importancia III. I=1.40 para clase de importancia IV.	Factor de comportamiento "q"	2
Nueva Zelanda NZS 1170.5-2004	Basado en fuerzas	Estado límite último con probabilidad de excedencia de 10% en 50 años (TR=475 ā). Estado límite de servicio con un período de retorno de 25 ā (Equivalente a una probabilidad de excedencia de 70% en 30 años).	Factor por falla cercana "N(T,D)". Factor de desempeño estructural "Sp".	Para el estado límite último "Kμ"	2

Ahora identificamos algunas descripciones subjetivas como resultado de la lectura e interpretación del contenido de los códigos y estándares a las cuales se les asignara un peso para determinar un puntaje final. Las principales características indicadas son:

1. Interpretación del contenido: Calificativo de la facilidad de entendimiento del contenido del código por el profesional de diseño. Se asigna puntaje a favor debido a su facilidad de interpretación.
2. Descripción del contenido: Calificativo de la complejidad aparente de la obtención de los factores, coeficientes, zonificaciones, etc. por el Designado oficial de actualización. Aunque la cualidad de complejidad en realidad no resulte en una desventaja, le asignaremos puntaje en contra para el propósito buscado.
3. Orden del contenido: Calificativo de la sencillez para encontrar la información dentro del código o estándar por el profesional de diseño. Se asigna puntaje a favor debido a sencillez del orden del contenido.
4. Aplicabilidad: Calificativo de la complejidad que implica para los profesionales de diseño aplicar el procedimiento establecido por el código. Se asigna puntaje a favor debido a la simplicidad de su aplicabilidad.
5. Estado del arte: Calificativo de la modernidad del código. Se asigna puntaje a favor debido a modernidad del código o estándar.

Tabla 5
Descripción de las características subjetivas de los códigos analizados.

CODIGO O ESTANDAR	INTERPRETACION DEL CONTENIDO (Peso: 1)	DESCRIPCION DEL CONTENIDO (Peso: 1)	ORDEN DEL CONTENIDO (Peso: 1)	APLICABILIDAD (Peso: 2)	ESTADO DEL ARTE (Peso: 3)	PUNTAJE
NTDS 1994	Facilidad de interpretación	Simple	Sencillo	Simple	Obsoleto	5/8
Guatemala NSE 2010	Facilidad de interpretación	Complejo	Arduo	Simple	Moderno	6/8
Costa Rica 2010	Facilidad de interpretación	Complejo	Sencillo	Simple	Moderno	7/8
Chile NCh 433.Of1996 Modificada en 2009	Facilidad media de interpretación	Complejo	Medio	Simple	Moderno	5/8
USA ASCE 7-16	Facilidad de interpretación	Complejo	Arduo	Simple	Moderno	6/8
Eurocódigo 8 EN 1998-1:2004	Facilidad de interpretación	Complejo	Arduo	Complejo	Moderno	4/8
Nueva Zelanda NZS 1170.5-2004	Facilidad de interpretación	Complejo	Sencillo	Complejo	Moderno	6/8

Según la tabla 5, el código con mejor puntaje es el costarricense, seguido por el estándar del ASCE 7-16, el NSE de Guatemala, y el código neozelandés.

Aunque la introducción de una filosofía de diseño por desempeño como lo establece el código Neozelandés se traduce en un gran avance en el estado del arte actual con respecto a la filosofía de diseño prescriptivos, y a su vez en la confiabilidad de los diseños sismo resistente ante los niveles de demanda a los que estarán sometidos, su aplicabilidad se vuelve un reto debido a que los profesionales de diseño deben familiarizarse y desarrollar capacidades teóricas y prácticas en el modelaje e interpretación del comportamiento inelástico de las estructuras. Esto, a su vez, conlleva a un esfuerzo adicional para desarrollar normativas de diseño de

materiales con criterios que son aceptados mundialmente. Puede implicar entonces que los gestores de aprobación exijan profesionales de diseño especializados con vasta experiencia para realizar los diseños estructurales.

Así mismo se requiere que las universidades empiecen a impartir materias de estudio especializadas para los futuros profesionales del diseño estructural en nuestro país. Vemos que para la aplicabilidad de un modelo de código no solo interactúan los criterios técnicos, sino también la aplicabilidad general de este, por lo tanto, revisaremos los códigos y estándar prescriptivos más prometedores que le siguen al código de Nueva Zelanda.

El Código de Guatemala es una adaptación de las Provisiones del ASCE 7-05 con la demanda definida por el RESIS II, por lo que nos centraremos el ASCE 7-16 y el Código Sísmico de Costa Rica 2010.

Aunque el Código Sísmico de Costa Rica 2010 presente una forma novedosa para definir la demanda sísmica a través de los espectros de ductilidad constante, estos se generan por medio del escalado de la aceleración efectiva pico del terreno, por tanto, se tiene incertidumbre si estos son espectros de amenaza uniforme ya que no representan las ordenadas espectrales en función del período natural de vibración de la estructura.

Por otro lado, se tiene el ASCE 7-16 que representa un estándar moderno con criterios y procedimientos bajo el estado del arte actual y con gran respaldo de años de estudios, y actualizaciones, para las cuales se tiene la colaboración de profesionales e instituciones especializadas de Estados Unidos. Por si fuera poco, junto al uso de los procedimientos de este estándar, pueden enlazarse las especificaciones generalmente utilizadas en nuestro país como el ACI 318 para diseño estructural de concreto reforzado, AISC para el diseño acero estructural, ASCE 41-13 para evaluación y readaptación de estructuras existentes.

Lo anteriormente descrito es una gran ventaja, por lo que se recomienda tomar como modelo el estándar del ASCE 7-16, siempre que se adapten los parámetros necesarios a nuestra región. En el desarrollo de los siguientes temas se identificarán algunas de las tareas o

parámetros que se considera por definir propiamente por el Designado oficial de actualización, y cuáles pueden ser adoptados directamente por el estándar modelo.

3.6 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.

El criterio de desempeño de una estructura sujeta al terremoto base de diseño en el estándar del ASCE 7-16 depende del tipo de ocupación, donde un edificio típico es diseñado para ser seguro a la vida y proveer una salida segura a sus ocupantes, mientras que para estructuras esenciales como hospitales y centros de emergencia son diseñadas para permanecer funcionales durante y después de los terremotos. Estos criterios de desempeño no son desarrollados explícitamente por el estándar, pero se tiene el propósito que se cumplan por medio de la amplificación del nivel de fuerza de diseño utilizando los factores de importancia, que se incrementa cuando se tienen criterios de desempeño más altos²⁰.

Esta forma de lograr niveles de mejora del desempeño en estructuras especiales ha sido comúnmente usada por muchos códigos, tal como los mostrados en la tabla 1, a excepción de los 2 códigos por desempeño analizados (Eurocódigo y NZS 1170.5-2004) en donde se modifica el nivel de amenaza, es decir, el periodo de retorno medio en lugar de modificar el nivel de desempeño.

Se considera oportuno usar el procedimiento establecidos por el **ASCE 7-16** para lograr los mismos objetivos de desempeño, para un nivel de amenaza según el Máximo sismo considerado (MCE_R) que tiene un 1% de probabilidad de excedencia en 50 años.

²⁰ Referencia: Bulletin 69, “Critical comparison of major seismic codes for buildings”, International Federation for structural concrete.

3.7 EVALUACION DE AMENAZA SISMICA.

3.7.1 Metodología a usar.

Entre las metodologías disponibles para la evaluación de la amenaza sísmica se tiene la metodología determinista y la metodología probabilista.

En los primeros años de la ingeniería sísmica prevalecía el análisis de la amenaza sísmica mediante la metodología determinista, esta implica el desarrollo de un escenario particular sobre el cual se basa el análisis. Este escenario implica la ocurrencia de un sismo de un tamaño específico que se da en un emplazamiento específico. Los pasos básicos de esta metodología se resumen en el capítulo 2. La metodología determinista hace la evaluación del caso más desfavorable del movimiento del terreno, sin embargo presenta las siguientes desventajas:

- No da información de la probabilidad de ocurrencia del sismo de control.
- No brinda información sobre la probabilidad de que el sismo de control ocurra donde fue asumido que ocurriría.
- No proporciona información del nivel de movimiento del terreno que puede darse durante el periodo finito de tiempo (Vida útil de la estructura).
- No considera las incertidumbres que pueden darse en los diversos pasos del análisis.
- Implica decisiones subjetivas relativas al potencial sísmico que puede requerir la experticia y opiniones de sismólogos, geólogos, ingenieros, economistas.

Un análisis determinista presenta ventajas cuando se analiza lo siguiente:

- Análisis de una región particular.
- Análisis de una zona cercana a una falla.
- Proporciona un marco sencillo para la evaluación del peor caso del movimiento del terreno.
- Se requieren datos más precisos en cuanto a las características particulares de la amenaza para un punto específico.

Por otro lado, se tiene la metodología probabilista que fue desarrollada conceptualmente en el capítulo 2, y se puede comentar que en los últimos años ha ganado aceptación. Esta metodología ha permitido la inclusión de incertidumbres en las características del tamaño, localización, relaciones de recurrencia de los sismos.

La metodología probabilista presenta las siguientes desventajas:

- Se debe tener conocimiento de la teoría probabilista.
- Presenta mayor complejidad que el análisis determinista.

Un análisis probabilista presenta las ventajas siguientes:

- Consideración de las diversas incertidumbres dentro del análisis.
- Incorporación de ponderaciones de características particulares del análisis mediante el uso del árbol lógico. Por ejemplo: la consideración que una falla se rompa en segmentos, o en su totalidad, así como el uso de diversas ecuaciones de atenuación, incertidumbres de los modelos considerados, entre otros.
- Análisis de segregación que permite conocer las características y eventos que pueden gobernar la demanda en un sitio particular.
- Incorporación de niveles de demanda.
- Generación de espectros de demanda uniforme.
- Aplicabilidad en análisis de rehabilitación.
- Análisis de múltiples sitios.

Los análisis de múltiples sitios a menudo requieren un análisis probabilístico debido a las múltiples variables y complejidades del sistema. A menudo, se requieren varios elementos técnicos para el análisis (sismología, ingeniería sísmica, ingeniería estructural, ingeniería mecánica y diseño industrial) y el uso de un conjunto de suposiciones deterministas con diferentes grados de conservadurismo pueden ser engañosas. Un modelo probabilístico

proporciona un camino para que todos los campos técnicos puedan cuantificar sus interacciones y efectos en un formato común²¹.

Por lo anterior se sugiere el uso de una **metodología de análisis probabilista** para la actualización de la NTDS. A su vez pueden realizarse análisis deterministas para la verificación de los resultados obtenidos en zonas particulares como las cercanas a fallas activas definidas.

3.7.2 **Catálogo de movimientos.**

El primer paso para la evaluación de la amenaza sísmica, independientemente de la metodología seleccionada es compilar un catálogo de sismos para la región de estudio. En nuestro caso puede tomarse como base los catálogos existentes de los diversos estudios de amenaza sísmica de nuestro país y actualizar los eventos que no estén contemplados dentro de estos.

El catálogo debe contener la hora de origen, ubicación (coordenadas epicentrales, y profundidad focal), y la magnitud de los sismos considerados. Dentro del catálogo deben considerarse los eventos instrumentales, así como históricos.

Las principales fuentes de información de los catálogos sísmicos pueden ser obtenidos de los siguientes lugares:

- Agencias internacionales:
 - International seismological Centre (ISC).
 - National Geophysical data Center (NGDC).
 - National Earthquake Information Center (NEIC)
- Ministerio de medio ambiente y recursos naturales MARN:
 - Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET)
- Estudios de amenaza para El Salvador:
 - RESIS II “Evaluación de la Amenaza sísmica de El Salvador”.

²¹ Referencia: “Deterministic vs. Probabilistic Earthquake Hazards and Risks”, Robin K. McGuire, 2001.

Es necesario identificar la confiabilidad de la información obtenida principalmente de las agencias internacionales debido a que estos tienen rutinas de localización de los sismos que pueden tener errores en las coordenadas y profundidad focal. Estos errores se vuelven más serios a medida que los eventos son más antiguos, especialmente los de la primera mitad del siglo XX²².

El RESIS II en su numeral 4.2.1.1 “Catálogo sísmico de El Salvador” contiene un buen número de referencias adicionales que pueden tomarse para conformar el catálogo sísmico actualizado. En este mismo numeral se recomienda que todos los eventos sean homogenizados a la misma unidad de magnitudes (Magnitud de momento sísmico “Mw”), además se presentan ecuaciones empíricas para la conversión de diversas magnitudes.

Otro aspecto importante es la identificación de las fallas activas. Fácilmente podríamos referirnos al mapa geológico de El Salvador, pero es sabido que este fue elaborado hace décadas y seguramente no tiene localizadas en un mapa todas las fallas geológicas activas. La falla debe ser definida básicamente por su geometría, ubicación, razón de deslizamiento y caracterizada mediante relaciones empíricas entre la longitud de la ruptura y la magnitud del sismo generado, estas relaciones dependen del tipo de falla y de la región.

Una buena referencia a tener en cuenta respecto a la caracterización de las fallas dentro de la corteza terrestre en nuestro país es la siguiente:

- Tesis doctoral de la universidad politécnica de Madrid: “Modelización de las deformaciones corticales en el salvador (Centroamérica) mediante la integración de datos geodésicos (GPS), geológicos, y sismológicos”, 2014. Alejandra Staller Vásquez.

3.7.3 **Depuración y Completitud del catálogo.**

Hay una amplia gama de terminología para nombrar a los eventos sísmicos. Los terremotos independientes conocidos como terremotos principales (mainshocks), mientras que

²² Referencia: “Basics of seismology and seismic hazard Assessment”, Julian Bommer.

los terremotos dependientes también se llaman réplicas (Aftershocks), premonitores (foreshocks), ó terremotos desencadenantes. Por lo tanto, el objetivo final de la “depuración” es aislar la clase de terremotos principales, es decir, terremotos que son independientes de todos los demás terremotos anteriores. Alternativamente, esto corresponde a la remoción de los terremotos dependientes que forman grupos de sismicidad, de ahí el nombre “depuración”. Para regiones tectónicas suficientemente grandes, se espera que el subconjunto de terremotos independientes sea homogéneo en el tiempo, es decir, siga un proceso de Poisson estacionario. Los enjambres sísmicos, típicamente causados por intrusiones de magma, son un caso especial. Aunque los enjambres, por definición, consisten en terremotos independientes, se modelan más apropiadamente como un proceso de Poisson fuertemente no homogéneo.

No solo es necesario remover los sismos premonitores, y replicas, sino que a menudo dentro de la recopilación del catálogo sísmico se tienen eventos duplicados que deben ser depurados de igual manera.

En la actualidad, la mayoría de los usuarios han aplicado variantes de los métodos propuestos por Gardner y Knopoff (1974) o por Reasenberg (1985) para el propósito de depuración del catálogo sísmico, sobre todo porque son fácilmente disponibles y relativamente fáciles de aplicar.

El proceso de depuración de la sismicidad comienza con un catálogo sísmico que contiene parámetros de origen tales como tiempo de ocurrencia, localización de hipocentro o epicentro y magnitud²³. En la referencia 25 se tiene una amplia gama de metodología de depuración sísmica, pero en nuestro caso se sugiere usar un algoritmo tal como usado por el USGS para la actualización de los mapas de amenaza de Estados Unidos, este algoritmo es el propuesto por Gardner y Knopoff (1974)²⁴.

²³ Referencia: CORSSA: “Models and Techniques for Analyzing Seismicity, Seismicity Declustering”, Thomas van Stiphout, Jiancang Zhuang, David Marsan.

²⁴ Referencia: USGS: “Documentation for the 2014 Update of the United States National Seismic Hazard Maps”, 2014.

Posteriormente surge el cuestionamiento de la completitud del catálogo. El análisis de completitud del catálogo sísmico se puede realizar de manera similar al indicado por el RESIS II en su numeral 4.2.1.2. El método de evaluación fue desarrollado por Stepp et al (1973). En este método, la tasa de terremotos se representa como una función del tiempo, comenzando en el presente y retrocediendo hacia el comienzo del catálogo. Si la ocurrencia de terremotos es estacionaria (no cambia con el tiempo), entonces esta tasa debe ser aproximadamente constante con el tiempo. Si el catálogo es incompleto, entonces la tasa debe comenzar a disminuir. Este proceso se utiliza para estimar los períodos de tiempo de completitud para rangos de magnitudes específicos.

3.7.4 **Zona sismogénica.**

Primeramente consideramos que se debe definir las fuentes sísmicas para la evaluación de la amenaza sísmica, de las cuales podemos decir que existen generalmente dos tipos: Fuentes de área, y fuentes de falla ²⁵.

Fuentes de área, Son áreas dentro de las cuales se asume que la sismicidad futura tiene una distribución de propiedades de la fuente y ubicaciones de liberación de energía que no varían con el tiempo, ni con el espacio. Si se necesita una fuente de área con una distribución de propiedades de la fuente que difiere en una parte de la zona con otra, entonces es necesario dividir en dos “Fuentes de área” para representar correctamente las ocurrencias de los sismos.

Los datos necesarios para la definición de los límites de las “Fuentes de área” pueden ser mediante cualquiera de la siguiente información:

- Geología de la corteza regional.
- Estilo tectónico de la deformación de la corteza.
- Geología local.
- Estado inferido o medido de los esfuerzos de la corteza.

²⁵ Referencia: “Seismic Hazard and risk analysis”, Robin K. McGuire.

- Razones inferidas o medidas de las deformaciones de la corteza.
- Micro sismicidad y macro sismicidad instrumental.

Fuentes de falla, Son fallas o zonas para las cuales las características tectónicas que causan los sismo han sido identificadas. Estas suelen ser fallas individuales.

Los datos necesarios para la definición de los límites de las “Fuentes de falla” pueden ser mediante cualquiera de la siguiente información:

- Mapeo de campo o exposición de las fallas.
- Levantamientos geofísicos.
- Fotos aéreas o imagen satelital.

La consideración de las fallas como zona sismogénica definidas presenta varias ventajas, ya que el modelado físico realista del mecanismo generador permite una mejor estimación del movimiento del terreno, por ejemplo en el desarrollo de las ecuaciones del movimiento del terreno puede considerarse la distancia entre el sitio de interés y el punto más cercano de la falla, este hecho es más relevante que el uso de una sola distancia del hipocentro de un evento, o una distancia arbitraria del punto de liberación de energía en el centro de la ruptura.

Por otro lado, el Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS) usa diferentes tipos de fuente, entre el cuales se tiene el llamado “*Background source*”. Este es un caso especial de una fuente de “área”, la cual representa toda la sismicidad que no se explica por los otros tipos de fuentes. Este tipo de fuente provee de una base en áreas donde no se ha experimentado actividad sísmica reciente, pero donde pueden ocurrir sismos grandes futuros. El uso de una fuente “Background” generaliza que la ocurrencia de sismos es uniforme en toda el área de análisis, por lo que puede llegar a castigar la demanda obtenida en zonas de baja sismicidad.

A continuación, se presenta un breve contexto de las fuentes sismogénicas indicadas por diversos estudios realizados para nuestro país. Del estudio “Peligro Sísmico en El Salvador” de Singh et Al, se identifican varias fuentes de sismo que pueden generar una amenaza en nuestro

territorio, estas son de origen tectónico, fallas geológicas, y la existencia de una cadena volcánica. Los sismos de origen tectónico se deben a la subducción de la placa de Coco bajo la placa del Caribe, está a su vez es dividida en tres partes por motivos de la distribución de la sismicidad y las magnitudes máximas observadas. En cuanto a los sismos por fallas geológicas se toma en cuenta tres principales fallas: Chixoy-Polochic, Motagua, y Jocotán-Chamalecón, de las cuales solamente las dos primeras fallas son observables. Por último, en la cadena volcánica se tiene presencia de fallas con rumbo derecho, como izquierdo y con una distribución de focos de sismos a lo largo del eje de la cadena volcánica.

Del estudio “Seismic Hazard Assessments for El Salvador” de J. J. Bommer, D. A. Hernandez, J. A. Navarrete, W. M. Salazar (1996) se coincide con las fuentes consideradas por Singh et Al, el primero proporciona más características particulares de las zonas como por ejemplo que la zona de subducción es escarpada y la sismicidad se extiende hasta profundidades de 200 Km, y en cuanto a la cadena volcánica con sismicidad confinada en los primeros 20 Kms de profundidad de la corteza, que a su vez se encuentra dentro de unos 20 Kms a lo ancho del eje de la cadena volcánica, estos sismos presentan magnitudes entre 6 y 6.5 grados de magnitud, los cuales están asociados a deslizamientos de fallas.

Se considera que para la actualización de la NTDS se debe adoptar las fuentes tipo “área” para sismos cuya fuente sismogénica sea por movimientos de las placas tectónicas, y el de tipo “fallas” para la zona dentro de la corteza terrestre con el mapeo de las fallas geológicas activas que puedan generar una influencia grande en la determinación de la amenaza sísmica de sitios particulares, así como en las fallas identificadas Chixoy-Polochic, Motagua, y Jocotán-Chamalecón.

3.7.5 Relaciones de recurrencia.

El siguiente paso posterior a que han sido definidas las fuentes sismo génicas es el de sustraer la información del catálogo sísmico para cada zona, tal como la fecha de ocurrencia, ubicación y magnitud de los eventos. Luego se reordenan los eventos en orden ascendente de magnitud para poder estimar la frecuencia acumulada de eventos la cual es definida como el número de sismos de igual o mayor magnitud a “M” por año.

Los autores Gutenberg & Richter (1956) identificaron que existe una relación logarítmica entre la frecuencia acumulada y la magnitud, a lo que llamaron relación de recurrencia²⁶.

Una relación característica es la mostrada en la Ecuación 17 del capítulo 2. Los coeficientes de esta ecuación son determinados de análisis de regresión a partir de los datos del catálogo sísmico.

Se han hecho diversos cuestionamientos a la relación de recurrencia como la mostrada en ecuación 17 por Gutenberg & Richter, por lo que han surgido las relaciones de recurrencia truncadas a un valor de momento máximo de acuerdo al potencial sísmico de la zona sismogénica. Se recomienda el uso de relaciones de recurrencia del tipo Gutenberg & Richter, relaciones de sismo característicos, ó relaciones de recurrencia truncadas de acuerdo al criterio del Designado oficial de actualización. En el informe RESIS II: “Evaluación de amenaza sísmica en El Salvador, 2009” se puede verificar algunos criterios usados para la evaluación de la amenaza sísmica en nuestro país.

3.7.6 Ecuaciones de atenuación del movimiento del terreno.

De todos los estudios de evaluación de amenaza sísmica, el único que plantea mapas de amenaza para más de un período de vibración es el RESIS II: “Evaluación de amenaza sísmica en El Salvador, 2009”. Se verá más adelante en el numeral 3.8.2 de este capítulo el planteamiento de construcción de los espectros de diseño a través de múltiples períodos. Por tanto, se recomienda usar el procedimiento de selección de las ecuaciones de atenuación contenido en numeral 4.2.3 “Atenuación” del estudio RESIS II. La selección de las ecuaciones de atenuación debe permitir la consideración de diversos periodos para la predicción de la ordenada espectral para cada uno de los periodos seleccionados.

Según este estudio se tiene la consideración de ecuaciones de atenuación elaboradas para nuestro país y también se dispone de una amplia recopilación y discusión general de modelos

²⁶ Referencia: “Basics of seismology and seismic hazard Assessment”, Julian Bommer.

de movimiento fuerte a nivel mundial que pueden encontrarse en Douglas (2003), y algunos de los más utilizados para EEUU se recogen en un volumen especial de SRL (Abrahamson y Sheldock, 1997a).

Algunos criterios adicionales para la selección o generación de las ecuaciones de atenuación son los siguientes:

- Homogenizar todas las ecuaciones a una sola unidad para la variable de magnitud tal como considerado en el catálogo sísmico.
- Consideración del mecanismo de falla y efectos de proximidad.
- La variable de distancia debe representar de la mejor manera qué tan lejos han viajado las ondas sísmicas transmitiendo la energía liberada.
- Influencia de la profundidad focal
- Seleccionar o generar ecuaciones período-dependientes.
- Verificar que las ecuaciones de atenuación de otras regiones brinden resultados acordes a los registrados en nuestro país.

Otra referencia útil para la selección o generación de ecuaciones de atenuación se puede encontrar en el capítulo 11 de “Basics of Seismology and Seismic Hazard Assessment”, del autor Julian Bommer.

3.7.7 Árbol lógico.

En el análisis de evaluación de la amenaza sísmica existen una gran variedad de incertidumbres no solo relacionados con la metodología usada, sino también relacionadas con las decisiones inevitables dentro del proceso de la evaluación.

Algunas incertidumbres introducidas dentro del proceso pueden ser las siguientes:

- La definición de las fronteras de las zonas sísmicas.
- Asunciones hechas de la completitud del catálogo sísmico.
- Determinación de las magnitudes máximas.
- Selección de las ecuaciones de atenuación.

El Designado oficial de la actualización deberá considerar el uso de árboles lógicos para tomar en cuenta los efectos de la variabilidad de diversos escenarios dentro de la evaluación de la amenaza sísmica. Generalmente uno o más profesionales con mucho criterio y experiencia deberá ser el encargado de asignar los pesos a cada una de las ramas en que se divide el árbol lógico.

Entre algunas de las consideraciones en la elaboración del árbol lógico se tienen:

- Elaborar escenarios que puedan tener alguna influencia en el resultado final de la evaluación de la amenaza sísmica.
- Las ramas en una misma columna deben representar una misma característica que genere incertidumbre. Ejemplo la consideración de diversas ecuaciones de atenuación utilizadas.
- Colaboración de especialistas de múltiples disciplinas para la asignación pesos.
- La suma de los pesos de las ramas en una misma columna para un escenario particular debe sumar la unidad.

Obviamente a mayor número de escenarios, resulta en una mayor cantidad cálculos, por lo que se deberá generar uno o más árboles lógicos a criterio del especialista.

3.7.8 **Curva de amenaza y mapas de amenaza.**

La curva de amenaza es la información final que se obtiene de la evaluación de la amenaza sísmica para un sitio individual, la cual muestra la variación del nivel particular de un parámetro del movimiento del terreno (aceleración espectral, velocidad espectral, etc.) para cualquiera de las probabilidades de excedencia de un periodo de retorno especificado. La complejidad matemática, y la manipulación extensa de información que se requieren para obtener estas curvas de amenaza, hacen necesario el uso de softwares para llevar a cabo esta labor. El software a utilizar para la evaluación de la amenaza sísmica deberá ser definido por el Designado oficial de la actualización.

Estas curvas a su vez tienen como finalidad principal ser el insumo para la elaboración de los mapas de amenaza para todo el territorio de nuestro país. Se deberá obtener la curva de amenaza individual para una gran cantidad de puntos a lo largo y ancho del territorio. Esto se realiza generalmente mediante el siguiente proceso:

- Generación de una cuadrícula sobre todo el área de análisis e identificar los nudos. El designado oficial de actualización deberá establecer la separación de las líneas que conforman la cuadrícula. Para esta tarea se puede verificar la siguiente referencia base: USGS “Documentation for the 2014 Update of the United States National Seismic Hazard Maps”, 2014.
- Determinación de la curva de amenaza individual en cada nudo para el parámetro de análisis particular, es decir, si por ejemplo se determina la amenaza para tres periodos de vibración diferentes ($T=0s$, $T=0.2s$, y $T=1s$) se deberá obtener una curva de amenaza para cada uno de estos periodos (3 curvas de amenaza por cada nudo).
- Determinar el parámetro representado por la curva de amenaza para un periodo de retorno especificado. (El periodo de retorno “ T_R ” es igual al valor recíproco de la tasa anual de excedencia “ λ ”)
- Generar el mapa para el parámetro particular obtenido de la curva de amenaza.

En un caso hipotético, si se tiene una cantidad de 1,000 nudos en el área de análisis, y se requiere obtener el parámetro de aceleración espectral para 5 periodos de vibración diferentes, se deberán determinar 5 curvas de amenaza por cada nudo, haciendo un total de 5,000 curvas en total para el área de análisis. La generación de los mapas debe ser para un parámetro con características propias no intercambiables, es decir, si se desea elaborar el mapa de amenaza de aceleración espectral para $T=1s$ para un periodo de retorno de 2,500 años, se deben usar las 1,000 curvas de amenaza para el parámetro de aceleración espectral de $T=1s$ para el periodo de retorno de 2,500 años.

Algunos ejemplos de mapas de amenaza para nuestro territorio se pueden verificar en capítulo 5.1.1 del estudio RESIS II: “Evaluación de la amenaza sísmica en El Salvador, 2009”.

Cabe destacar que la curva de amenaza puede ser combinada con el modelo de probabilidad de Poisson para estimar probabilidades de excedencia en intervalos finitos de años mediante la ecuación 38 mostrada en el capítulo 2. Esta ecuación permite la estimación de cualquiera de los siguientes valores:

- Probabilidad de que un cierto valor de parámetro espectral sea superado en un cierto periodo de tiempo dado. Es decir, que para un parámetro espectral “Sa” (aceleración espectral) y un intervalo de tiempo “t” (tiempo en años) dados se obtiene la probabilidad de que este sea excedido en ese intervalo de tiempo. Esto se realiza de la siguiente manera: Para el valor de “Sa” dado se debe buscar dentro de la curva de amenaza el valor correspondiente de la tasa anual de excedencia “ λ ”, luego se procede a sustituir valores dentro de la ecuación 38.
- Parámetro espectral “Sa” para una probabilidad de excedencia en un cierto periodo de tiempo. Es decir, que para un porcentaje de probabilidad de excedencia dado y un tiempo intervalo de tiempo “t”, se determina la tasa anual de excedencia “ λ ” (recíproco de periodo de retorno) según la ecuación 38. Con el valor determinado de “ λ ” se ingresa en la curva de amenaza y se determina el valor del parámetro espectral “Sa”.

3.7.9 **Desagregación.**

El termino desagregación se refiere a la identificación de la contribución de las diferentes fuentes sísmicas y terremotos a la amenaza total en un sitio, definiendo pares Magnitud-distancia y su contribución individual a la amenaza²⁷.

Se recomienda realizar análisis de segregación al menos en los sitios de mayor desarrollo económico, y en zonas de ubicación de estructuras esenciales. Estos servirán para establecer los eventos que controlan la amenaza sísmica en dichos sitios y para las siguientes tareas:

²⁷ Referencia: “Basics of seismology and seismic hazard Assessment”, Julian Bommer.

- Establecer un catálogo de acelerogramas de eventos que controlan la amenaza sísmica en sitios particulares.
- Mejorar las provisiones a incorporar en la NTDS actualizada para el método de análisis historia en el tiempo.
- Incorporar provisiones en la NTDS actualizada para la evaluación y readaptación de edificios existentes mediante diseño por desempeño con el método de análisis historia en el tiempo.

3.8 DEMANDA SISMICA DE DISEÑO.

3.8.1 Tipo de espectro.

El tipo de espectro a adoptar debe ser del tipo espectro de amenaza uniforme (Uniform Hazard Spectrum “UHS”), tal como se determina en el estándar ASCE 7-16 adoptado. La principal razón para esta selección es debido a que el uso de estos espectros en conjunto con la aplicabilidad del procedimiento del estándar resultará en estructuras con probabilidades de falla uniformes de manera similar al concepto del espectro UHS definido.

Como descrito en temas anteriores, los espectros escalados a partir del PGA no describen muy bien las fuerzas sobre la estructura. Esto se debe a que las fuerzas en la estructura son dependientes del período de la estructura y las características del suelo debajo de esta.

Los parámetros para definir el espectro UHS deben ser obtenidos para nuestro país, y la actualización de la NTDS deben indicar los mapas, factores, coeficientes, que deberán ser usados para su construcción.

3.8.2 Forma del espectro.

La forma del espectro puede ser retomada del estándar del ASCE 7-16, en donde se hace diferencia entre el espectro de diseño usado mediante el procedimiento de análisis de la carga lateral equivalente (Equivalent Lateral Force analysis “ELFA”), y el espectro para análisis

dinámico lineal espectral modal (Modal Response Spectrum Analysis “MRSA”). Estos se muestran a continuación en las figuras 27 y 28.

La determinación del espectro para el ELFA se realiza de la siguiente manera:

1. Calcular el coeficiente sísmico (C_s) para el tramo de período corto.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_s \quad (61)$$

2. Calcular el coeficiente sísmico (C_s) entre el tramo de período T_s y T_L .

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{para } T_s \leq T \leq T_L \quad (62)$$

3. Calcular el coeficiente sísmico (C_s) entre el tramo de períodos mayores a T_L .

$$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad \text{para } T > T_L \quad (63)$$

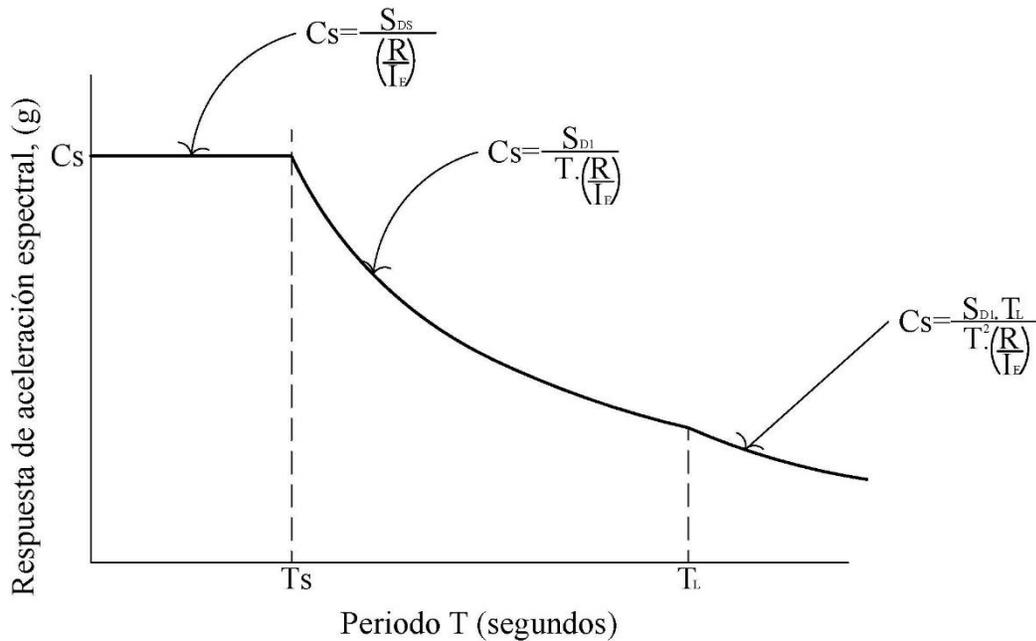


Figura 27- Forma del espectro de respuesta de diseño para procedimiento ELFA.

Donde:

S_{DS} , y S_{D1} = Parámetros de aceleración espectral de diseño para periodo corto y período de 1 segundo respectivamente.

T = Período natural de vibración de la estructura.

$T_s = S_{D1}/S_{DS}$

T_L = Período de transición de periodo largo.

R = Coeficiente de modificación de resistencia

I_e = Factor de importancia de la estructura.

La determinación del espectro para el MRSA se realiza de la siguiente manera y este debe dividirse por el valor R/I_e para obtener el C_s :

1. Calcular las ordenadas espectrales (S_a) para el tramo de períodos menores a T_0 .

$$S_a = S_{DS} \left(0.40 + 0.60 \frac{T}{T_0} \right) \quad \text{para } T \leq T_0 \quad (64)$$

Nota: Si se hace $T=0$ en la ecuación 64 se obtiene que $S_a = 0.40S_{DS}$, esto indica que el movimiento pico del terreno es un 40% (1/2.50) de la ordenada espectral que se espera para una estructura con periodo inferior a T_s según la ecuación 65. Si se determina el valor recíproco se obtiene un orden de amplificación de 2.50 del movimiento pico del terreno para estructuras con período inferior a T_s , esto presenta similitud a la amplificación generalmente usada para los espectros de la NTDS actual.

2. Calcular las ordenadas espectrales entre el tramo de período T_0 y T_s .

$$S_a = S_{DS} \quad \text{para } T_0 \leq T \leq T_s \quad (65)$$

3. Calcular las ordenadas espectrales entre el tramo de periodo T_s y T_L .

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{para } T_s \leq T \leq T_L \quad (66)$$

4. Calcular el coeficiente sísmico (C_s) entre el tramo de periodos mayores a T_L .

$$C_s = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \quad \text{para } T > T_L \quad (67)$$

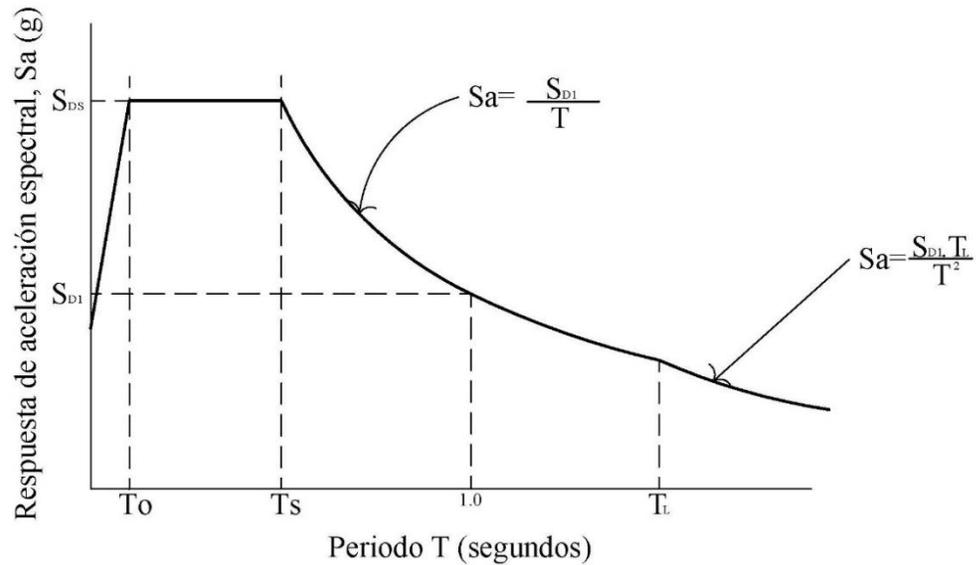


Figura 28- Forma del espectro de respuesta de diseño para procedimiento MRSA (Dividir por R/Ie).

Donde:

$$T_0 = 0.2S_{D1}/S_{DS}$$

Si se observa el espectro de diseño para el método ELFA de la figura 27, y el espectro de diseño para el método dinámico MRSA de la figura 28, se puede identificar que el primero no posee el tramo inclinado recto entre los periodos $T=0$ segundos y $T=T_0$ segundos, esto se debe a que la aplicación del factor de reducción (R/Ie) en el Método de Análisis de Fuerzas Laterales Equivalentes puede exagerar el efecto inelástico de la estructura, lo cual puede ser no conservador. Por tanto, se deben mantener las formas establecidas por el Estándar ASCE 7-16, diferenciando los espectros de diseño para ambas metodologías de análisis.

Ahora bien, vamos a introducir el concepto de espectro de respuesta Multi –Período que no es más que un espectro similar al del ASCE 7-16 pero incorporando muchos más valores de parámetros dependientes del periodo de vibración para la construcción del espectro.

La forma del espectro del ASCE 7-16 considera únicamente los factores de $T=0.20$ segundos para denotar el dominio de aceleración constante y $T=1$ segundo para denotar el dominio de velocidad constante en la construcción del espectro de diseño. El dominio de

aceleración constante definido por el parámetro “ S_{MS} ” y el dominio de velocidad constante definido por el parámetro “ S_{MI}/T ” son crudas aproximaciones de la forma real de las aceleraciones de respuesta espectral del movimiento del terreno para el nivel de demanda MCE_R ²⁸.

Aunque aproximados los dos dominios de aceleración y velocidad constantes proporcionan una representación razonablemente precisa y conservadora del contenido de frecuencias de los movimientos de diseño del terreno cuando la respuesta de aceleración espectral pico se produce en o cerca de periodos $T=0.2$ segundos, el período utilizado para definir S_{MS} y la de respuesta de velocidad espectral pico (es decir, respuesta de aceleración espectral pico dividida por el período) se produce en o cerca de $T=1.0$ segundos, que es el período utilizado para definir S_{MI} .

Tal es el caso de la respuesta en sitios con suelos más rígidos gobernados por terremotos de magnitud más pequeña, pero generalmente imprecisos y potencialmente no conservadores en sitios con suelos más blandos (por ejemplo, las clases de sitio D y E del ASCE 7-16), en particular en los sitios más blandos para los cuales la amenaza sísmica está dominada por terremotos de gran magnitud. En este último caso, los valores de S_{MS} y S_{MI} serían calculados con mayor precisión si se basaran en la respuesta para períodos que representan de mejor manera la respuesta de aceleración espectral pico y la respuesta de velocidad espectral pico, y por tanto, el contenido de frecuencias de los movimientos del terreno MCE_R del sitio de interés²⁹.

Existen dos posibles maneras de solucionar estas imprecisiones en la forma del espectro, las cuales son:

1. Reformular los parámetros sísmicos para eliminar el potencial no conservador en las fuerzas sísmicas determinadas para los procedimientos de análisis ELF y MRS,

²⁸ Referencia: BSSC, “Investigation of an identified short-coming in the seismic design procedures of ASCE 7-10 and development of recommended improvements for ASCE 7-16”, 2015, Kircher & Associates Consulting Engineers, Palo Alto, California.

²⁹ Referencia: Idem 26.

lo que requiere las siguientes acciones primordiales: Desarrollar factores de ajuste forma del espectro, los cuales modifiquen a los factores de sitio.

2. Desarrollar y adoptar espectros de diseño multi-período, lo que requiere las siguientes acciones primordiales: Desarrollar mapas de movimiento del terreno para más de dos períodos de vibración de interés, desarrollar factores de sitio para cada nuevo periodo de interés.

Debido a que la actualización de la NTDS será reformulada en la manera de construcción del espectro, se sugiere que se adopten los espectros de diseño multi-período. Aunque no se analiza en el presente contenido, se sugiere la evaluación del espectro de diseño del Código Canadiense NBCC que toma en consideración hasta cuatro períodos de vibración diferentes para la construcción del espectro de diseño.

Cualesquiera de las dos formulaciones descritas anteriormente pueden permitir la corrección de imprecisión del espectro de diseño del estándar ASCE. El desarrollo del procedimiento de modificación de los factores de sitio se puede verificar en la referencia: BSSC, “Investigation of an Identified Short-coming in the Seismic Design Procedures of ASCE 7-10 and Development of Recommended Improvements for ASCE 7-16”, 2015, Kircher & Associates Consulting Engineers, Palo Alto, California.

3.8.3 Factores de sitio.

Los factores de sitio específicos para el movimiento del terreno deberán ser determinados tal como se indica en el capítulo 21 del ESCE 7-16, teniendo previamente como base lo siguiente:

1. Clasificación de suelos que serán incorporados en la NTDS.
2. Propiedades geotécnicas y geofísicas de los suelos considerados.
3. Evaluación de la amenaza sísmica en sitio de roca para el MCE_R .

La metodología consiste generalmente en considerar en el análisis la selección de al menos 5 acelerogramas del movimiento del terreno horizontales registrados o simulados que tengan magnitudes y distancias de falla que sean consistentes con los eventos que controlan el

movimiento del terreno MCE_R . Cada acelerograma seleccionado se escalará de manera que su espectro de respuesta sea aproximadamente igual al nivel del espectro de respuesta de roca MCE_R en el rango de periodos significativos para la respuesta estructural de una edificación.

Para los requisitos de modelación del suelo a través de sus relaciones esfuerzo – deformación cortante no lineal o lineal equivalente se hace referencia al numeral 21.1.2 del ASCE 7-16.

Los acelerogramas de movimiento del terreno en la base (roca) se introducirán en el perfil del suelo como movimientos aflorantes. Utilizando técnicas computacionales apropiadas que traten las propiedades no lineales del suelo de una manera no lineal o lineal equivalente, se determinará la respuesta del perfil del suelo y se calcularán los acelerogramas de movimiento del suelo superficial. A partir de los espectros de respuesta con 5% de amortiguamiento se calcularán las relaciones de los movimientos superficiales sobre los de la base.

El espectro de respuesta recomendado del movimiento (MCE_R) en la superficie del terreno no será inferior al espectro de respuesta del movimiento de la base (MCE_R) multiplicado por las relaciones espectrales de respuesta de superficie a base promedio (calculado periodo por periodo), obtenidas a partir del análisis de respuesta de sitio. Los movimientos del terreno superficiales recomendados que resultan del análisis deberán reflejar la consideración de la sensibilidad de la respuesta debido a la incertidumbre en las propiedades del suelo, la profundidad del modelo del suelo y los datos de entrada de los movimientos³⁰.

3.8.4 Acelerogramas de diseño.

El ASCE 7-16 en su numeral 12.9.2.3 indica que los acelerogramas usados para el análisis deben consistir en un conjunto de no menos de tres pares de componentes ortogonales emparejados espectralmente con eventos de movimiento del terreno artificiales o en base a registros. El espectro de respuesta objetivo para cada set emparejado espectralmente se

³⁰ Referencia: ASCE 7-16: “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures”, capítulo 21.1.3.

desarrollará siguiendo el procedimiento de construcción del espectro de diseño de la NTDS actualizada.

La cantidad de sets de acelerogramas a usar en una evaluación de historia en el tiempo puede ser cuestionable debido a que otros autores recomiendan una mayor cantidad de pares de acelerogramas.

Por ejemplo, para una propuesta de diseño por desempeño de edificios altos se recomienda lo siguiente: *“Utilice un mínimo de siete conjuntos de acelerograma para el análisis de respuesta historia en el tiempo. Cada conjunto de acelerograma seleccionado debe estar constituido por al menos dos componentes horizontales y, en casos excepcionales, también puede incluirse el componente vertical. Seleccione los registros que son generalmente compatibles con la magnitud del terremoto y la distancia de los sitios encontrados del análisis de desagregación. Si varias combinaciones de magnitud-distancia contribuyen significativamente a la amenaza, seleccione registros de cada terremoto contribuyente como parte del número total de registros”*³¹.

Se recomienda evaluar y seguir estas recomendaciones y se deberá plantear dentro de la actualización de la NTDS, así como el designado oficial de actualización deberá generar información base para que el Profesional de diseño sea capaz de seleccionar los acelerogramas respectivos, por lo menos en las ciudades más importantes de nuestro país con concentración de estructuras esenciales y de gran ocupación de personas.

³¹ Referencia: “TBI: Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings”, 2010, por el Pacific Earthquake Engineering Research Centre.

3.9 FACTORES DE MODIFICACION DEL ESPECTRO.

3.9.1 Efecto de proximidad a fallas.

El efecto de proximidad de fallas deberá ser considerado dentro de las ecuaciones de atenuación seleccionadas o generadas. Los efectos y la forma en estos son considerados dentro de las ecuaciones de atenuación se puede verificar en la siguiente literatura:

- Capítulo 5.4.5: “EARTHQUAKE ENGINEERING - From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering”, Yousef Bozorgnia, y Vitelmo V. Bertero.
- GEM: “Accounting for Near-Fault Effects on GMPEs”, Jack W. Baker, Brian Choiu, Mustafa Erdik, Paul Somerville, Walter Silva.

3.9.2 Amortiguamiento.

Generalmente el amortiguamiento usado en los espectros de diseño para la mayoría de códigos de diseño sísmico es de 5%. Cabe mencionar que el Eurocódigo presenta la posibilidad de corregir la forma del espectro de diseño para amortiguamientos diferentes al 5%, tal como se muestra en la tabla 4.

A continuación, se muestran algunos criterios considerados por diversos autores en lo que respecta al estado actual del uso de diferentes porcentajes de amortiguamiento viscoso equivalente para edificios altos.

“Varios estudios han intentado caracterizar el amortiguamiento efectivo en edificios reales. Estos estudios van desde la evaluación de la respuesta registrada a las vibraciones forzadas de baja amplitud para la revisión hasta análisis de registros de movimiento fuerte del terreno. Utilizando los datos obtenidos de ocho movimientos de terremotos en California, Goel y Chopra (1997) encontraron que el amortiguamiento efectivo para edificios en exceso de 35 pisos varió de aproximadamente 2% a 4% de amortiguamiento crítico. Utilizando datos obtenidos de terremotos japoneses, Satake et al. (2003) encontraron que el amortiguamiento efectivo en tales estructuras estaba en el rango de 1% a 2%. Dada esta información y la imposibilidad de definir con precisión el amortiguamiento para un edificio que aún no se ha

*construido, estas Directrices recomiendan un valor por defecto de 2,5% de amortiguación para todos los modos de uso en las evaluaciones del nivel de servicio*³².

*“Algunos ejemplos de recomendaciones más recientes que pretenden ser usados con análisis elásticos incluyen un amortiguamiento viscoso equivalente del 2% utilizado en los estudios de construcción de estructuras de acero realizados como parte del SAC Joint Venture (SAC, 1996) y un límite superior del 5% especificado en el Departamento de San Francisco del Boletín Administrativo de Inspección de Edificios, AB-83 (SFDBI, 2007). El grupo de trabajo sobre diseño sísmico del Consejo de Edificios Altos y Hábitat Urbano (CTBUH, 2008) informa que la práctica actual en Japón es utilizar valores de amortiguamiento viscoso del 2% para las estructuras de acero y del 3% para las estructuras de hormigón armado. El informe también señala que los valores del 2.5% al 5% para las estructuras de acero y del 5% para las estructuras de concreto reforzado, que se utilizan comúnmente en estudios analíticos no lineales de edificios de baja a media altura, son probablemente demasiado grandes para edificios de gran altura. Al evaluar la respuesta dinámica de un edificio alto en China, Li et al. (2002) informan que el código de prácticas chino para el diseño sísmico especifica 3% de amortiguamiento crítico*³³.

Aunque en nuestro país no sean desarrollados proyectos de edificios de gran altura, a excepción de torres de apartamentos en el área metropolitana de San Salvador, resulta oportuno verificar si es posible considerar diferentes valores de amortiguamiento viscoso equivalente en los análisis. De las consideraciones hechas por las referencias 34 y 35, resulta evidente que para estructuras de edificios altos puedan establecerse rangos de amortiguamiento entre 2% -5%, por lo que agregar un factor de modificación similar al indicado por el Eurocódigo para afectar al espectro de diseño en la NTDS actualizada puede ser una mejora en cuanto al análisis de

³² Referencia: “TBI: Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings”, 2010, por el Pacific Earthquake Engineering Research Centre.

³³ Referencia: ATC 72-1: “Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings”, 2010, por el Pacific Earthquake Engineering Research Centre.

edificios de con períodos de vibración altos, generalmente considerando períodos arriba de 1seg según la referencia 34.

3.10 PARAMETROS INVARIABLES

Existen diversos parámetros que forman parte del ASCE 7-16 como conceptos, sistemas estructurales, factores, que no son indispensables que sean reformados, ya que realizar un cambio a las provisiones que son producto de estudios, colaboración de expertos, y actualizaciones periódicas pueden incidir en el desempeño estructural final de las estructuras.

A continuación, se muestra un resumen de los parámetros considerados invariables a ser retomados directamente del ASCE 7-16, por lo que queda a criterio del designado oficial de la actualización determinar si esto es aplicable, además de determinar cualquier otro parámetro que no sufrirá modificaciones. No debe limitarse la invariabilidad de estos parámetros únicamente al valor en sí, sino también a su aplicabilidad dentro de todo el procedimiento establecido por el estándar contemplados mayormente en los capítulos 1, 11, y 12 del ASCE 7-16.

3.10.1 Factores de importancia.

Los niveles de demanda serán para las distintas categorías de ocupación de las edificaciones será lograda a través de los factores de importancia. Estos factores pueden ser retomados tal como se indican en las tablas 1.5-1 y 1.5-2 de numeral 1.5.1 del estándar ASCE 7-16 que es nuestro estándar modelo para la actualización de la NTDS, y se resumen en la tabla 4 de este capítulo. Esos se resumen en la tabla 6 a continuación:

Tabla 6
Factores de Importancia por Categoría de Riesgo

CATEGORIA DE RIESGO	DESCRIPCION	FACTOR Ie
I	Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de fallo.	1.00
II	Todos los edificios y otras estructuras, excepto las mencionadas en las Categorías de Riesgo I, III y IV.	1.00
III	Edificios y otras estructuras, cuyo colapso podría suponer un riesgo sustancial para la vida humana.	1.25
IV	Edificios y otras estructuras designadas como esenciales.	1.50

Las categorías de riesgo identificadas en la tabla 6 corresponden a los niveles de importancia de la estructura y se definen de acuerdo a la tabla 1.5.1 del ASCE 7-16.

3.10.2 Sistemas estructurales sismorresistentes.

La aplicabilidad de tecnología de materiales, normas de calidad, y especificaciones de materiales afines al estándar modelo permite a nuestro país tener una correlación con los sistemas estructurales de Estados Unidos, por tanto, se considera que los sistemas estructurales contenidos en las tablas 12.2-1 del ASCE 7-16 pueden ser adoptados por la NTDS actualizada, siendo posible únicamente la depuración de sistemas estructurales no usados dentro de nuestro país.

Al igual que la adopción de los sistemas estructurales, no debe limitarse el uso de los siguientes aspectos:

- Requerimientos para alternativas de sistemas estructurales.
- Categorías de diseño.
- Combinación de sistemas estructurales.

- Condiciones de regularidad e irregularidad estructural.
- Procedimiento de análisis de dos fases.
- Distribución vertical de las cargas

3.10.3 Coeficientes de modificación de respuesta y factores de diseño para sistemas estructurales.

Debido a que en el numeral 3.10.2 de este capítulo se retoman los sistemas estructurales indicados de acuerdo al ASCE 7-16, se recomienda retomar estrictamente los valores de modificación de respuesta “R”, sobre resistencia “ Ω ”, y factor de amplificación “Cd” respectivos de las tablas 12.2-1 del ASCE 7-16. Al igual que la aplicación de los demás factores considerados invariables, cualquier modificación de estos puede resultar en un desempeño estructural diferente al que prevén las provisiones del estándar.

Para mejor detalle de los procedimientos de determinación de estos tres factores se puede revisar la siguiente bibliografía:

- FEMA P-695: “Quantification of Building Seismic Performance Factors”, 2009.
- FEMA P-795: “Quantification of Building Seismic Performance Factors: Component Equivalency Methodology”, 2001.

3.10.4 Combinaciones de carga con sismo.

La filosofía de diseño estructural es Diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). El nivel de demanda sísmica determinada para el 2% de probabilidad de excedencia en 50 años se basa en el estado límite de resistencia, por lo que la determinación de las fuerzas se encuentra en el mismo estado límite de resistencia con los factores de amplificación respectivos igual a la unidad. Por tanto, las combinaciones de carga cuando se considera sismo son las mostradas en el numeral 2.3.6 del ASCE 7-16 resumidos en la tabla 7.

Tabla 7
Combinaciones de carga considerando el efecto de sismo

COMBINACION No. ASCE 7-16	COMBINACION	DISEÑO
6	$1.20D+E_v+E_h+L+0.20S$	LRFD
7	$0.90D-E_v+E_h$	LRFD

Las combinaciones de carga de acuerdo a las especificaciones de materiales deben ser similares a las presentadas por el estándar de diseño sísmico. No deben mezclarse factores de resistencia de combinaciones de otros códigos, por ejemplo, un error común podría ser usar la NTDS de 1994 para determinar las cargas sísmicas (estado límite de servicio) y usar combinaciones de carga de un estándar moderno como el ASCE 7-10, ASCE 7-16, o ACI 318-11 (basado en acciones sísmicas en el estado límite resistencia), lo cual no es consistente, obteniéndose un desempeño estructural final inferior al esperado debido a que esto equivale a reducir la demanda sísmica en un 29%, obtenido de aplicar el inverso del factor de resistencia para sismo del RESESCO, que resulta en 0.71 (1/1.40).

En la tabla 8 se muestran las combinaciones de carga contenidas en el RESESCO que indica un factor de mayorización de 1.40 para la carga sísmica.

Tabla 8
Combinaciones de carga considerando el efecto de sismo (RESESCO).

COMBINACION No. RESESCO	COMBINACION	DISEÑO
U	$0.75(1.40CM+1.70CV+1.87S)$	LRFD
U	$0.90CM+1.43S$	LRFD

Donde:

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva.

S = Sismo.

Debido a que la mayoría de estándares, y especificaciones permiten el uso de una filosofía de diseño estructural alternativa como lo es el “ASD”, y siempre y cuando se indique en las provisiones de las especificaciones de materiales adoptadas, podrá usarse la filosofía de diseño por esfuerzos admisibles “ASD”, lo que requiere el uso de combinaciones de carga diferentes. Para esta filosofía de diseño se pueden retomar las combinaciones de carga indicadas en el numeral 2.4.5 del ASCE 7-16.

Siempre y cuando las especificaciones de materiales lo permitan, podrá usarse la filosofía de diseño por esfuerzos admisibles “ASD”, lo que requiere el uso de combinaciones de carga diferentes. Para esta filosofía de diseño se pueden retomar las combinaciones de carga indicadas en el numeral 2.4.5 del ASCE 7-16.

3.10.5 Criterios de modelación de estructuras.

Para la finalidad de la determinación de las acciones sísmicas de los elementos y determinación de los desplazamientos de la estructura se requiere la elaboración de un modelo matemático y la aplicación de un procedimiento analítico.

Se establece que el modelo matemático de la estructura debe tener las siguientes características:

- Representar la rigidez y resistencia de los elementos.
- Representar la distribución espacial de la masa y rigidez de la estructura.
- Cuando la estructura presente irregularidades particulares, el modelo debe ejecutarse mediante una representación en 3D.

En cuanto al método de análisis o procedimiento analítico permitido, es necesario primeramente identificar la categoría de diseño de la estructura la cual depende de la importancia (Categoría de riesgo), y de la magnitud del parámetro espectral de aceleración de diseño (S_{DS} , S_{D1}). Se considera que se puede adoptar las consideraciones del ASCE 7-16 en cuanto a la categorización de las estructuras de acuerdo a las provisiones del numeral 11.6 del ASCE 7-16. Se permiten cualquiera de los siguientes tipos, siempre y cuando se cumplan las condiciones establecidas (Ver tabla 9).

Tabla 9
Procedimientos analíticos permitidos.

CATEGORIA DE DISEÑO SISMICO	CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES	PROCEDIMIENTO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	ANALISIS ESPECTRAL MODAL O ANALISIS	PROCEDIMIENTO HISTORIA EN EL TIEMPO NO LINEAL
B, C	Todas las estructuras	Permitido	Permitido	Permitido
	Categoría de riesgo I, y II, edificios que no sobrepasan dos niveles sobre la base.	Permitido	Permitido	Permitido
	Estructuras de construcción liviana de marcos	Permitido	Permitido	Permitido
	Estructuras sin irregularidades estructurales y que no exceden de 48.80m de altura.	Permitido	Permitido	Permitido
D, E, F	Estructuras mayores de 48.80m de altura sin irregularidades estructurales y $T < 3.5T_s$	Permitido	Permitido	Permitido
	Estructuras que no exceden de 48.80m de altura y con irregularidades únicamente horizontales tipo 2, 3, 4 ó 5 e irregularidades verticales 4, 5a o 5b. (De acuerdo a tabla 12.3-2 del ASCE 7-16)	Permitido	Permitido	Permitido
	Todas las demás estructuras.	No Permitido	Permitido	Permitido

Estos requerimientos comprenden lo mismo establecido por el 12.6 y 12.7 del ASCE 7-16, los cuales deben ser adoptados sin modificaciones drásticas.

3.10.6 Deriva admisible.

Las derivas admisibles son las indicadas por el numeral 12.12 del ASCE 7-16, las cuales deben formar parte de los requisitos prescriptivos de la NTDS actualizada.

Tabla 10
Deriva admisible.

ESTRUCTURA	I ó II	III	IV
Estructuras, con excepción de las estructuras de pared de corte de mampostería, cuatro pisos o menos sobre la base como se define en la Sección 11.2 del ASCE 7-16, con paredes interiores, particiones, techos y sistemas de paredes exteriores que han sido diseñados para acomodar las derivas de piso.	0.025h	0.020h	0.015h
Estructuras de paredes de cortante de mampostería en voladizo	0.010h	0.010h	0.010h
Otro tipo de estructuras de paredes de cortante de mampostería	0.007h	0.007h	0.007h
Todas las demás estructuras	0.020h	0.015h	0.010h

Estas derivas admisibles son retomadas directamente del estándar ASCE 7-16.

3.10.7 Requerimientos de diseño para elementos no estructurales.

Los requerimientos de diseño sísmico deberán ser retomados directamente del capítulo 13: “Requerimientos de diseño sísmico para componentes no estructurales” del ASCE 7-16 sin modificaciones drásticas.

3.11 EVALUACION Y READECUACION (RETROFIT) DE EDIFICIOS.

Los conceptos de estas terminologías han sido identificados en el numeral 3.2 de este capítulo. Se parte que la readecuación de edificios tiene una similitud al procedimiento de una evaluación de edificios, con la única diferencia que a la readecuación se le hacen mejoras que pueden improvisar o mejorar el desempeño final de la estructura y que obligatoriamente deben ser verificadas por un ciclo de evaluaciones hasta que se cumplan los objetivos de desempeño.

Para nuestro interés de incorporar procedimientos de evaluación por desempeño, y readecuación de estructuras dentro de la NTDS actualizada, consideramos que de obligatoriedad se debe tomar como partida la adopción de un modelo estándar moderno aceptado y respaldado.

Partiendo de este contexto, y de todas las recomendaciones desarrolladas previamente para estructuras nuevas, además del análisis de procedimientos publicados recientemente se recomienda la retomar las recomendaciones y provisiones de las siguientes publicaciones según orden de preferencia:

- ASCE 41-13: “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, ASCE Standard. Lo llamaremos ASCE 41-13.
- TBI: Tall Building initiative “Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings”, versión 1.0, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), 2010. Lo llamaremos TBI 2010.

A continuación, se dará una breve reseña de ambas publicaciones y la aplicabilidad que puede darse para la actualización de la NTDS.

El **ASCE 41-13** es un standard similar al ASCE 7-16, el cual contiene provisiones destinadas a la Evaluación y readaptación sísmica de edificios existentes. Cabe aclarar que las provisiones de este estándar se basan en la metodología de diseño basada en desempeño, las cuales difieren de los procedimientos de diseño sísmico identificados en los modelos de estándar aplicados para edificaciones nuevas.

Un nuevo objetivo de desempeño ha sido incluido en el ASCE 41-13 y es el Objetivo de Desempeño Básico Equivalente a los Nuevos Estándares de Construcción (BPON “Basic performance objective equivalent to new building standards”). Este conjunto de objetivos de desempeño tiene por objeto proporcionar un vínculo entre el ASCE 7 y el ASCE 41 cuando se requiere una evaluación o actualización sísmica para ser equivalente a un edificio nuevo. Los objetivos de desempeño se basan en la categoría de riesgo que se asignaría al edificio con base en el código de construcción aplicable o ASCE 7. La tabla 10 presenta los BPON³⁴.

Tabla 11

*Objetivos de desempeño básicos del ASCE 41-13 equivalentes a estándares de estructuras nuevas (ASCE 7-16)*³⁵.

Nivel de Amenaza sísmica		
Categoría de riesgo	BSE-1N (2/3 MCE_R)	BSE-2N (MCE_R)
I & II	Desempeño estructural de Seguridad a la vida; Desempeño no estructural de Conservación de la posición.	Desempeño estructural de Prevención de colapso; Desempeño no estructural No considerado
III	Desempeño estructural de control de daño; Desempeño no estructural de Conservación de la posición.	Desempeño estructural de Seguridad limitada; Desempeño no estructural No considerado
IV	Desempeño estructural de Ocupación inmediata; Desempeño no estructural operacional.	Desempeño estructural de Seguridad a la vida; Desempeño no estructural No considerado

³⁴ Referencia: SEAOC 2012 convention proceedings, “ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings”, Robert Pekelnicky, y Chris Poland.

³⁵ Referencia: Idem 36.

El nivel de amenaza BSE-2N corresponde al 1% de probabilidad de falla en 50 años (enfoque en riesgo), y el nivel de amenaza BSE-1N equivale a 2/3 del BSE-2N y se utilizan para verificar los objetivos de desempeño básicos de una estructura nueva.

Para estructuras existentes se tienen niveles de amenaza diferentes a los indicados para estructuras nuevas, el estándar ASCE 41-13 hace esta diferenciación a través de los niveles de amenaza sísmica llamados BSE1-E y BSE-2E, los cuales se diferencian en el periodo de retorno especificado, así para el BSE1-E se tiene el 20% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_R = 225$ años), y para el BSE2-E se tiene el 5% de probabilidad de excedencia en 50 años ($T_R = 975$ años).

Las razones para este hecho son las siguientes:

- Permitir a las estructuras recientemente construidas a no ser catalogadas como deficientes cuando el código de diseño sísmico actualizado presentan cambios menores.
- El riesgo incrementado debido a una amenaza más baja es aceptable porque se presume que una estructura existente tiene un periodo de vida menor al de una estructura nueva.

En cuanto, a lo que respecta a nuestro uso dentro de un código actualizado, los planteamientos de diferenciación entre estructuras nuevas y existentes implica el uso de al menos 3 niveles de demanda diferentes, por lo que si se define la adopción de este estándar modelo se requiere la determinación de los mapas de amenaza para al menos 3 periodos de retorno diferentes ($T_R=225, 975, 2500$ años) como se ejemplificó en el numeral 3.7.8 de este texto.

Por otro lado, las provisiones del ASCE 41-13 en cuanto a sistemas estructurales, procedimientos de análisis, criterios de selección de procedimientos de análisis, criterios de aceptación y otros parámetros prescriptivos son aplicables directamente como principios y prácticas bajo el estado del arte actual.

Sin embargo, las aplicabilidades de las provisiones de este estándar no han sido examinadas para todo tipo de estructuras, particularmente a aquellas que son cubiertas por códigos aún más especializados como puentes y obras especializadas.

El **TBI 2010** es una guía que presenta una alternativa recomendada a los procedimientos prescriptivos para el diseño sísmico de edificios contenidos en estándares como el ASCE 7. Esta guía está destinada principalmente para uso por profesionales de diseño, gestores de aprobación, revisores que participan en el diseño sísmico y revisión de edificios altos individuales. Las Directrices, correctamente ejecutadas, tienen por objeto que los edificios sean capaces de alcanzar los objetivos de desempeño sísmico para los edificios de categoría de ocupación II identificados por el ASCE 7. La guía de procedimientos presenta su alcance de aplicabilidad para edificaciones con períodos de vibración mayores o iguales a 1s.

Esta guía está dividida básicamente en los siguientes temas principales:

- Objetivos de desempeño de diseño.
- Procesos y criterios de diseño.
- Datos sísmicos de entrada.
- Diseño preliminar.
- Evaluación de estados límite de servicio y para el máximo terremoto considerado.
- Presentación de resultados.
- Proyecto de revisión.

El TBI 2010 sugiere los siguientes objetivos de desempeño:

- Soportar el Máximo Terremoto Considerado (MCE), como se define en el ASCE 7, con baja probabilidad (del orden del 10%) de colapso total o parcial.
- Soportar el movimiento del terreno de diseño equivalente a dos tercios del Máximo Terremoto Considerado, sin la generación de peligro significativo a la vida a través de medidas de diseño destinados a asegurar los componentes no estructurales y sistemas que permanecen anclados y asegurados a la estructura, y que las deriva se mantengan en niveles que no creen peligros indebidos.

- Soportar temblores de terremoto relativamente frecuentes y de intensidad moderada con daños limitados.

Para lograr estos objetivos de desempeño se sugiere el uso de 2 niveles de demanda que son:

- Para el estado límite de servicio se tiene un nivel de amenaza con un período de retorno de 43 años (50% de probabilidad de superación en 30 años) para el cual se demostrará que la estructura será capaz de tener una respuesta esencialmente elástica y con daños limitados bajo.
- Para el estado límite último se tiene un nivel de amenaza con un período de retorno de 2,500 años (2% de probabilidad de superación en 50 años “MCE”) para el cual se demostrará con un buen nivel de confianza que la estructura será capaz soportar cargas gravitacionales sin pérdida capacidad vertical, y sin presentar derivas permanentes excesivas o el desarrollo de inestabilidad estructural global.

Los capítulos de evaluación para ambos estados límite se presenta una guía de procedimientos que contienen métodos de análisis recomendados, criterios de modelación, combinaciones de carga, criterios de aceptación, enlace con especificaciones de materiales, derivas admisibles para edificios nuevos y altos.

En cuanto, a lo que respecta a nuestro uso dentro de un código actualizado, no se indica su aplicabilidad para readaptación ni evaluación de edificios existentes. Los planteamientos implican el uso de al menos 2 niveles de demanda diferentes. Por otro lado, el TBI 2010 es solo una propuesta de guía de procedimientos para la cual debería generarse un modelo de estándar completo, y ampliar su uso a estructuras en el rango de periodos de vibración de estructuras comunes, por lo que no es aplicable directamente. Aun así, se muestran criterios simples y sencillos que pueden ser retomados para la aplicabilidad del estándar modelo adoptado.

En nuestro caso se sugiere se adopte el estándar ASCE 41-13 como modelo de las provisiones para la evaluación y readaptación de edificios. Se deberá usar los niveles de demanda de la NTDS actualizada que comparten las consideraciones hechas por el ASCE 7-16.

3.11.1 ASCE 41-13: Procedimientos sugeridos.

El ASCE 41-13 contiene 3 procedimientos llamados “Tier” para la evaluación de edificios existentes, estos son:

Tier 1: Lista de evaluación de estados que identifican posibles deficiencias en un edificio, basado en el desempeño de edificios similares en sismos pasados.

Tier 2 Evaluación: Un enfoque aplicable a ciertos tipos de edificios y objetivos de desempeño basados en una evaluación específica de las deficiencias potenciales para determinar si representan deficiencias reales que pueden requerir mitigación. El análisis de la respuesta de todo el edificio puede no ser necesario.

Tier 2 Readaptación: La mitigación de deficiencias identificadas en el Tier 1.

Tier 3 Evaluación: Un enfoque de evaluación en el que se realiza un análisis completo de la respuesta del edificio a la amenaza sísmica, reconociendo implícita o explícitamente la respuesta no lineal.

Tier 3 Readaptación: Un enfoque de readaptación en el que se realiza un análisis completo de la respuesta del edificio a la amenaza sísmica, reconociendo implícita o explícitamente la respuesta no lineal.

Los Tier 1 y 2 no incluyen el chequeo del objetivo BSE-2E, por lo que estrictamente no incluyen dos niveles de desempeño. Aunque estos dos procedimientos no incluyen explícitamente la prevención al colapso, se prevé que cumplan todos los objetivos de desempeño básicos para estructuras existentes. El Tier 3 es un procedimiento sistemático que puede ser usado para la evaluación y readaptación de edificios para demostrar el cumplimiento de los

objetivos de desempeño planteados por el estándar, tanto para cualquier nivel de desempeño estructural o no estructural como para cualquier tipo de edificios.

Para una evaluación detallada de estructuras nuevas o existentes, o ya sea readaptación de un edificio existente se deberá usar el *tier 3*, el cual es un procedimiento sistemático que chequea los dos objetivos de desempeño para los niveles de demanda BSE-1 y BSE-2 para estructuras nuevas o existentes.

3.12 PROPUESTA DE CONTENIDO PARA LA ACTUALIZACIÓN DE NORMA TÉCNICA DE DISEÑO POR SISMO DE EL SALVADOR

A continuación presentamos nuestra propuesta de contenido para la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, en base a todo lo expuesto anteriormente y considerando algunos de los lineamientos establecidos en ASCE 7 - 16:

PROPUESTA DE CONTENIDO

Parte A: Generalidades

- 1.1 Propósito
- 1.2 Alcance
- 1.3 Aplicabilidad
- 1.4 Alternativas de Materiales y Métodos de Construcción
- 1.5 Normas de Materiales a considerar
- 1.6 Aseguramiento de la Calidad

Parte B: Criterios de Diseño Sísmico

1. Definiciones
2. Simbología
3. Movimiento Fuerte del Terreno

- 3.1 Sitios de Falla cercana
- 3.2 Parámetros de aceleración según mapas
- 3.3 Categorías de Sitio
- 3.4 Coeficientes de Sitio y Máximo Sismo Considerado (MCER) según objetivo.
- 3.5 Parámetros de aceleración para espectro de diseño.
- 3.6 Espectro de Respuesta de Diseño
- 3.7 Espectro de Respuesta para el Máximo Sismo Considerado (MCER)
- 3.8 Procedimientos para movimientos del terreno en un sitio específico.
- 4. Categoría de Riesgo y Factores de Importancia
- 5. Categoría de Diseño Sísmico
- 6. Investigación Geotécnica y Riesgos Geológicos
 - 6.1 Requerimientos mínimos de investigación geotécnica y de riesgos geológicos para Diseño Sísmico.
- 7. Movimiento vertical del terreno para Diseño Sísmico
- 8. Interacción Suelo-Estructura (ISE)

Parte C: Requerimientos de Diseño Sísmico para Edificaciones

- 1. Bases del Diseño Estructural
- 2. Selección del Sistema Estructural
 - 2.1 Selección y combinación de sistemas
 - 2.2 Requerimientos específicos para cada sistema
- 3. Configuraciones irregulares y redundancia
 - 3.1 Irregularidad vertical
 - 3.2 Irregularidad en planta
 - 3.3 Requerimientos adicionales y limitaciones para sistemas irregulares.
- 4. Combinaciones de carga y efectos de carga sísmica
- 5. Criterios para Dirección de la carga
- 6. Selección del procedimiento de análisis
- 7. Criterios para el modelo estructural
- 8. Lineamientos para el procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente

9. Lineamientos para Análisis Dinámico Lineal
 - 9.1 Análisis de Espectro de Respuesta Modal
 - 9.2 Análisis de historia de Respuesta Lineal
10. Diseño de Diafragmas y Elementos Colectores
11. Muros Estructurales
12. Deformaciones y Derivas
 - 12.1 Derivas permisibles
 - 12.2 Deflexiones en diafragmas
 - 12.3 Separaciones estructurales
 - 12.4 Compatibilidad de deformaciones
13. Diseño de Fundaciones

Parte D: Requerimientos de Diseño Sísmico para Componentes No Estructurales

1. Clasificación de componentes no estructurales
2. Requerimientos Generales de Diseño
3. Demanda Sísmica en Componentes No Estructurales
4. Anclaje de Componentes No Estructurales

Parte E: Requerimientos de Diseño Sísmico para Estructuras Especiales

1. Tanques
2. Muros de Retención
3. Puentes
4. Subestaciones eléctricas

Parte F: Aisladores y Disipadores de Energía

1. Estructuras con aislamiento sísmico
 - 1.1 Criterios de evaluación del movimiento del terreno
 - 1.2 Selección del sistema de aislamiento
 - 1.3 Selección del tipo de análisis
 - 1.4 Derivas admisibles
 - 1.5 Revisión del diseño

- 1.6 Ensayos
- 2. Estructuras con sistemas de amortiguamiento
 - 2.1 Criterios de evaluación del movimiento del terreno
 - 2.2 Selección del sistema de amortiguamiento
 - 2.2 Selección del tipo de análisis
 - 2.3 Derivas admisibles
 - 2.4 Revisión del diseño
 - 2.5 Ensayos

3.13 REFERENCIAS

“EARTHQUAKE ENGINEERING - From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering”, Yousef Bozorgnia, y Vitelmo V. Bertero.

“Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines Program Plan for New and Existing Buildings”, FEMA-445 / August 2006.

“Designing for Earthquakes - A Manual for Architects”, FEMA 454 / December 2006.

“Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 – Methodology”, FEMA P-58-1 / September 2012.

“Earthquake-Resistant Design Concepts - An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures”, FEMA P-749 / December 2010.

“NEHRP Recommended Seismic Provisions for new buildings and other structures”, FEMA P-750 / 2009 edition.

“Reliability Analysis Methods”, Emilio Bastidas-Arteaga, Abdel-Hamid Soubra.

“Geotechnical Earthquake Engineering”, Steven L. Kramer.

“Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures”, USACE - EM
1110-2-6050.

“Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures”, USACE - EM
1110-2-6053.

“Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Substructures”,
Publication No. FHWA HI-98-032 – May 2001, U.S. Department of transportation.

4 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

4.1 CONCLUSIONES

C1 - La Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador de 1997, vigente a la fecha, se basa en un estudio de Peligrosidad sísmica realizado según el estado del arte de los años 90, y dado que en el transcurso de estas dos décadas han habido avances significativos en los procedimientos y tecnología consideramos que su incorporación permitirá realizar correcciones y mejoras a la normativa para estar a la vanguardia con los estándares modelo internacionales.

C2 - La construcción del espectro de diseño según la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador de 1997 se realiza a través del escalado del valor de la aceleración pico del terreno PGA para todos los valores de periodo naturales de vibración. A criterio del evaluador de la peligrosidad sísmica fueron aplicados tres reducciones al valor obtenido para la construcción del mapa de amenaza que dice ser del 10% de probabilidad de excedencia en 50 años que equivale a un periodo de retorno de 475 años. Debido a la forma de construcción del espectro de diseño y a los factores de reducción aplicados se tiene incertidumbre que las ordenadas espectrales del espectro de diseño tengan el mismo período de retorno.

C3 – De acuerdo a la conclusión C2 otros criterios técnicos que se desarrollan en el capítulo 3, se concluye que la metodología más apropiada para la evaluación de la amenaza en la región de nuestro país es la probabilista. Esta metodología permite la incorporación de diversas incertidumbres en el análisis, la obtención parámetros del movimiento del terreno para periodos de retorno establecidos, y la evaluación de áreas extensas en todo el territorio de nuestro país.

C4 - No se ha fijado de manera específica un protocolo a seguir para el proceso de actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, es decir, la comunidad ingenieril en general desconoce si existe iniciativa de actualización, visión de la actualización, protagonistas, así como períodos de actualización ya definidos, etc.

C5 – La muestra de la comunidad de ingenieros estructurales consultados concuerda en que es necesaria e imperante la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador de 1994 y que la forma de realizar esta tarea es a través del uso del estado del arte actual.

C6 - A través del análisis conceptual de la presente investigación se reconoce que la labor no es fácil, por lo que el Designado oficial para la actualización deberá estar conformado por un equipo multidisciplinario de profesionales en ingeniería civil que aporten y apliquen los conocimientos y técnicas actuales en cada tarea relacionada con la actualización de la Norma Técnica, desde la evaluación de la amenaza sísmica, hasta los procesos de legalización del código final.

C7 – Se reconoce que una actualización a las provisiones de la norma técnica de diseño por sismo de El Salvador se traducirá en estructuras con menores incertidumbres, y rangos de confiabilidad contra el colapso de las estructuras sometidas al evento que controla la amenaza sísmica. Por ejemplo, el ASCE 7 y el código Neo Zelandés establecen que, si se siguen las provisiones establecidas por dichos códigos respectivamente, resultará en estructuras que tendrán un factor de seguridad contra el colapso de alrededor 1.50 cuando se somete a las fuerzas de diseño.

C8 - Del análisis de 6 Códigos de Diseño Sísmico y un Estándar modelo se identifica que todos tienen como filosofía principal el de garantizar la seguridad a la vida. De ellos, el estándar que resulta más prometedor y viable para tomar como modelo para la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador es el ASCE 7-16 de Estados Unidos. Existe en la actualidad un código de diseño que ha hecho esta acción, aplicando las provisiones indicadas

por el ASCE 7-05 a sus condiciones regionales por medio del uso de la amenaza sísmica del RESIS II, este es el código de Guatemala NSE 2010.

C9 – Si bien el uso de un estándar como modelo implica retomar ciertos parámetros de forma estricta ya que son fruto de reportes de extensivos estudios, y procedimientos obvios del estado del arte actual, algún cambio de estos parámetros puede resultar también en la modificación del desempeño esperado de las estructuras. El establecimiento de los parámetros invariables y los parámetros a acondicionar a nuestra región deberán ser determinados bajo criterios técnicos por el designado oficial de la actualización.

C10 – Del análisis de comentarios hechos al Estándar ASCE 7-16 se concluye que, aunque el espectro de diseño sea de amenaza uniforme (UHS) y se construya considerando un período de 0.20 s que representa el rango gobernado por el efecto de la aceleración, y un período de 1s que representa el rango gobernado por el efecto de la velocidad, en ocasiones este presenta efectos no conservadores debido a que la consideración de estos dos únicos períodos no representa de la mejor manera las ordenadas espectrales que son período-dependientes, por lo tanto, la manera de corregir este defecto es la generación de un espectro multi-período, es decir, considerando más de dos períodos para la construcción del espectro de diseño UHS.

C11 – La adopción de las provisiones ASCE 7-16 permitirá el uso de especificaciones de diseño estructural de materiales como las del ACI 318 para concreto reforzado, y el AISC para acero estructural comúnmente usadas por los profesionales de diseño estructural en nuestro país. Estas especificaciones de materiales son consistentes con los procedimientos de análisis indicados por las provisiones del ASCE 7-16, por lo que pueden ser adoptados directamente bajo la revisión indicada por el estándar.

C12 – La evaluación y readaptación (retrofit) de edificios nuevos y existentes debe ser considerada dentro de la Norma Técnica de Diseño por Sismo actualizada. El modelo estándar a retomar es el ASCE 41-13 que ha sido reformado para poder ligarse con los niveles de demanda del ASCE 7-10 para edificios nuevos. Aunque el ASCE 7-10 es un estándar anterior al ASCE 7-16 que pretende ser usado como modelo en la NTDS, ambos guardan similitud en

cuanto al nivel de demanda establecido que es de 2% de probabilidad de excedencia en 50 años (MCE_R), por lo que el ASCE 41-13 puede ser adoptado en paralelo con el ASCE 4-16.

C13 – La inclusión de la evaluación y readaptación de edificios existentes bajo las provisiones del ASCE 41-13 implica la generación de un set de mapas de amenaza para dos períodos de retorno adicionales al del MCE_R , estos son para $T_R=975$ años (5% de probabilidad de excedencia en 50 años) y $T_R=225$ años (20% de probabilidad de excedencia en 50 años).

C-14 - En nuestro país existen hechos que impiden establecer un procedimiento y responsabilidades para la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo. Estos hechos son la subestimación o desconocimiento por parte de los líderes institucionales del posible escenario de riesgo durante un evento sísmico grande, y, por ende, las pérdidas humanas y económicas, como resultado del uso de una normativa de diseño por sismo obsoleta. Esto se traduce en la falta de asignación de recursos económicos para la capacitación y desarrollo de las tareas que conllevan la organización y ejecución de la actualización de la NTDS. La nueva Norma Técnica de Diseño por Sismo deberá tener como visión en sus requerimientos de aplicabilidad y responsabilidad, el establecimiento de una actualización periódica que deberá ser analizada por el Designado oficial.

C15 - Resulta evidente el involucramiento de diversas asociaciones de ingenieros Norteamericanos que hacen aportes para la mejora de los estándares y códigos de Estados Unidos. Estos aportes van desde el establecimiento de debilidades no consideradas en los estándares, hasta la solución de estas mismas a través de correcciones a mediano plazo y a largo plazo. En nuestro país no hay involucramiento de las asociaciones de profesionales, quedando la responsabilidad únicamente en el gobierno, el apoyo de universidades, y proyectos dependientes de aportes económicos de otros países.

C16 – En el Capítulo 3 de este trabajo se establece que la adaptación del Estándar ASCE 7-16 es la manera más viable para la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, pero al mismo tiempo se concluye que existen tres condicionantes para su correcta aplicabilidad, las cuales son: Cuáles parámetros, procedimientos o provisiones “Adoptar” en lo concerniente

a seguir estrictamente, cuáles “Adaptar” en lo concerniente a mejorar o modificar, y cuáles “Reformar”, los cuales corresponden a un producto estrictamente nacional. El análisis del contenido principal de un código ó estándar moderno, en nuestro caso el ASCE 7-16, nos lleva a considerar los parámetros y procedimientos contenidos en la Tabla 12, de donde se establecen y definen claramente las condicionantes definidas anteriormente para la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador.

Tabla 12

Resumen de procedimientos ó parámetros a adoptar, adaptar y reformar dentro de la NTDS actualizada.

DESCRIPCION	ADOPTAR	ADAPTAR	REFORMAR
Filosofía de diseño estructural	X		
Filosofía de diseño sismorresistente	X		
Modelo de Estándar para diseño sísmico	X		
Objetivo de desempeño	X		
Amenaza sísmica			X
Tipo de espectro de diseño	X		
Forma del espectro		X	
Factores de sitio			X
Período de transición de período largo “T _L ”			X
Acelerogramas de diseño			X
Amortiguamiento		X	
Factores de importancia “I _e ”	X		
Sistemas estructurales	X		
Combinación de sistemas estructurales	X		
Categorías de diseño	X		
Condiciones de regularidad e irregularidad	X		
Distribución vertical de las cargas	X		
Procedimientos de análisis	X		
Factores de modificación de respuesta “R”	X		
Factor de sobre resistencia “Ω”	X		
Factor de amplificación “Cd”	X		
Combinaciones de carga	X		
Criterios de modelación de estructuras	X		
Deriva admisible	X		
Requerimientos para elementos no estructurales	X		
Evaluación y readecuación de edificios existentes (Provisiones y Tier 3 del ASCE 41-13)	X		
Especificaciones de diseño estructural de materiales (ACI 318, AISC 341, AISC 360, TMS 402, TMS 602, ASCE 7-16).	X		

4.2 RECOMENDACIONES

R1 – La iniciativa de actualización debe ser establecida por la institución responsable actualmente de darle seguimiento y cumplimiento a los códigos legales relacionados con la construcción (MOP), quien deberá comunicar a los siguientes entes involucrados: facultades de ingeniería y arquitectura de universidades públicas y privadas y gremiales de ingenieros civiles, acerca de la necesidad de actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo y brindar indicaciones de los protagonistas que participarán en dicha labor de actualización.

R2 – Los involucrados principales deberán generar un anteproyecto con los objetivos, alcances y visión inicial relativa a la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, la cual deberá contener una estructura organizacional, comunicación, programación y presupuesto. De esta estructura deberá aparecer el Designado oficial (MARN) para la actualización, quien definirá el rumbo técnico a partir de la visión inicial del proyecto de actualización.

R3- En este documento se recomienda la adopción de los modelos de estándar del ASCE 7-16 para diseño de estructuras nuevas y el ASCE 41-13 para la evaluación y readaptación de estructuras, así como el uso de especificaciones para diseño estructural de los materiales que son consistentes con las provisiones establecidas por los estándares, en este caso se recomienda el uso del ACI 318 para estructuras de concreto, AISC 341, AISC 360 para estructuras de acero estructural, TMS 402, TMS 602 para estructuras de mampostería, y ASCE 7-16 para estructuras de madera en las versiones indicadas por el Estándar adoptado. Esta recomendación deberá ser analizada previamente por el Designado Oficial de actualización y los participantes invitados, quienes definirán su aplicabilidad o modificación.

R4 - Se parte del hecho que el significado de adopción no implica copiar estrictamente el 100% del contenido del estándar. En el capítulo 3 de este documento se recomiendan algunos procedimientos, y parámetros que deben ser adecuados a nuestras características regionales, ó a mejoras, tal como la evaluación de la amenaza sísmica, factores de sitio, forma del espectro.

También se recomiendan algunas provisiones y parámetros pueden ser invariables a los estándares adoptados, debido a que se trata de factores determinados por extensivos reportes de estudio, a principios universalmente aceptados, o factores cuya modificación puedan implicar un cambio en el desempeño estructural planteado por los estándares adoptados.

R5 - Debido a la extensa labor técnica que implica la actualización de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, se recomienda que el designado oficial sea el Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) y que se establezcan diversos comités para el estudio y análisis de temas particulares especializados. Dentro de esta etapa se recomienda brindar apertura de participación a universidades y gremiales de profesionales, así como la búsqueda de asesores nacionales e internacionales con experiencia en esta área. De esta etapa de participación multidisciplinaria especializada se podrá generar un proyecto final y realista de las actividades a ejecutar, y se deberá establecer un programa y un presupuesto para cumplir la meta final.

R6 – Partiendo del hecho que se retome las recomendaciones establecidas en este documento sean aceptadas, la redacción de la Norma Técnica de Diseño por Sismo deberá ser escrita en Castellano, de manera de facilitar su divulgación y correcta implementación.

R7 - La redacción de la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador deberá contener un nombre y revisión fácilmente identificable, por ejemplo “Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador, 2020” (NTDS-20).

R8 – El arreglo u ordenamiento de los diferentes apartados contenidos dentro de la Norma Técnica de Diseño por Sismo, es decir el modelo de redacción deberá ser estudiado por un comité del designado oficial de actualización. Por ejemplo, se podrá dividir las provisiones de diseño sísmico para edificaciones nuevas, de las provisiones de evaluación y readecuación de edificios.

R9 - El orden de las provisiones podrá ser mantenido de acuerdo a la estructura del ASCE7-16. Lo mismo aplica para la adaptación del ASCE 41-13, ya que ambas guardan un orden coherente.

R10 – El mapa de demanda para el estándar de estructuras nuevas deberán ser elaborado para un período de retorno de 2,500 años (2% de probabilidad de excedencia en 50 años) para el máximo terremoto considerado MCE_R obtenido con el uso de los coeficientes de riesgo C_R (Transformación a 1% de probabilidad de falla).

R11 – El espectro de diseño deberá ser del tipo UHS y se recomienda que la forma y método de construcción sea multi periodo para evitar las inconsistencias indicadas en el capítulo 3.8.2 con las ordenadas espectrales en rangos de periodo largo.

R12 – La implicación que ejerce la recomendación R10 es la elaboración de mapas de amenaza para una mayor cantidad de periodos de vibración de la estructura, manteniendo el periodo de retorno. Esta labor es necesaria para superar la inconsistencia del espectro de las provisiones del ASCE 7-16 con los espectros de respuesta multi periodo.

R13 – La incorporación de las provisiones del ASCE 41-13 para la evaluación y readaptación de estructuras implica generar otros dos niveles de demanda que se basan en períodos de retorno de $T_R=225$ años (20% de probabilidad de excedencia en 50 años) y $T_R=975$ años (5% de probabilidad de excedencia en 50 años) para la verificación de los estados limite planteados en los objetivos de desempeño de estructuras existentes. Se recomienda elaborar mapas de amenaza para estos períodos de retorno.

R14 – Este documento presenta una breve reseña del estado actual de ciertos parámetros encontrados dentro de las provisiones de los estándares modelo sugeridos a adoptar. Se recomienda al interesado la revisión de las referencias que han hecho posible las sugerencias planteadas en el capítulo 3.

5 BIBLIOGRAFIA

- A., C. C. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis. *Bulleting of the seismological society of America*, Vol 58 , 1583-1606.
- A., W. R. (1991). Capitulo 18, Tectonic implications of upper-crustal seismicity in Central America. California, Estados Unidos : The Geology of North America Decade Map Volume 1.
- AGIES. (2010). *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de guatemala, agies nse 1-10 generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Guatemala : AGIES.
- AGIES. (2010). *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la república de Guatemala, AGIES NSE 2.1-10, Estudios geotécnicos y de microzonificación*. 2010: AGIES.
- AGIES. (2010). *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la republica de Guatemala, AGIES NSE 2-10 Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala : AGIES.
- AGIES. (2010). *Normas de seguridad estructural de edificaciones y obreas de infraestructura para la republica de Guatemala, Indice General, Revisión septiembre 2010*. Guatemala : AGIES.
- Alvarado D., D. C.-M. (s.f.). Forearc motion and deformation between El Salvador and Nicaragua: GPS, seismic, structural, and paleomagnetic observations. *LITHOSPHERE; Data Repository 2011053.*, 3 ; no. 1, 3–21. doi:10.1130/L108.1
- Alvarado R., C. W. (2006). *Determinación del factor de modificación de respuesta para edificios diseñados con la norma técnica de diseño por sismo con sistema de marcos de concreto reforzado*. San Salvador, El Salvador : Universidad de El Salvador .
- Arboleda, J. G. (1993). *Peligro Sismico en EL Salvador* . El Salvador : s.l; s.n.
- ASCE . (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* . Virginia, Estados Unidos : ASCE/SEI 7-10.
- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of existing buildings ASCE/SEI 41-13*. Virginia, Estados Unidos : ASCE.

- ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-13*. Virginia, Estados Unidos : ASCE.
- ASCE. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-16*. Virginia, Estados Unidos: ASCE.
- ASCE STANDARD. (2006). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE/SEI 7-05*. Estados Unidos : ASCE.
- ATC. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings, PEER/ATC 72-1*. California : PEER.
- Benito, M., Molina, E., Marroquín G., Escobar, J. J., Talavera, E., Rojas, W.,..., Garcia R. (2008). *Evaluación regional de la amenaza sísmica en centro américa AL08-PID-0.38*. UPM.
- Bommer J. J., H. D. (1996). *Seismic hazard assessments for El Salvador* . Geofísica Internacional Vol 35, Num. 3 pp 227-244.
- Bommer J., S. W. (1998). *Riesgo Sísmico en la región metropolitana de San Salvador* . PRISMA.
- Bozorgnia, Y. B. (2004). *Earthquake engineering from engineering seismology to performance-based engineering* . Estados Unidos: CRC Press.
- C., K. (2016). *Multi-Period Spectral Parameters (of the 2020 NEHRP Provisions and ASCE 7-22?)*. BSSC Second Annual Colloquium . Project 17 – Development of Next-Generation Seismic Design Values Maps.
- Chavez, J. W. (2011). *Overview of the current seismic codes in Central and South America, Bulletin of IISEE, 46, 153-160, 2012*.
- Choto, C. (2008). *Evaluación de las aceleraciones pico efectivas del espectro de diseño sísmico de la NTDS-94 a partir de espectros de respuesta generados con datos registrados en el salvador durante los sismos de 1982, 1986 Y 2001*. San Salvador : Universidad de El Salvador .
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2011). *Código sísmico de Costa Rica 2010, cuarta edición*. Costa Rica: ET.
- Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2013). *Lineamientos para el diseño sísmoresistente de puentes* . San José, Costa Rica : LanammeUCR.
- Correa-Mora F., D. C. ((2009)). *GPS-derived coupling estimates for the Central America subduction zone and volcanic arc faults: El Salvador, Honduras and Nicaragua*.

Geophysical Journal International, 179, 1279–1291. doi:10.1111/j.1365-246X.2009.04371.x

- Douglas J. (2011). *Ground-motion prediction equations 1964-2010, final report brgm/rp-59356-FR*. BRGM.
- Faccioli E., B. C. (s.f.). *Seismic microzoning investigations in the metropolitan area of San Salvador, El Salvador, Following the destructive earthquake of october 10, 1986*.
- FARDIS M., C. E. (2203). *Designers' guide to EN 1998-1 and EN 1998-5, EUROCODE 8: Design of structures for earthquake resistance, general rules, seismic actions, design rules for buildings, foundations and retaining structures*. Gran Bretaña: Thomas telford.
- FEMA. (2006). *Designing for Earthquakes a manual for architectes, FEMA 454*. California, Estados Unidos : FEMA.
- FEMA. (2009). *NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures, FEMA P-750*. Washington dc, estados unidos : FEMA.
- FEMA. (2009). *Quantification of Building Seismic Performance, FEMA P695*. California, Estados Unidos : FEMA.
- FEMA. (2010). *Earthquake-resistant design concepts, FEMA P-749* . Washington DC, Estados Unidos : FEMA.
- FEMA. (2011). *Quantification of Building Seismic Performance Factors: Component Equivalency Methodology, FEMA P-795*. California, Estados Unidos: FEMA.
- FEMA. (2012). *Seismic performance assessment of buildings, volum 1, methodology, FEMA P-58-1* . California, Estados Unidos : FEMA.
- G., S. J. (2016). Changes to the 2016 Edition of ASCE 7. *61st Annual Structural Engineering Conference* . Kansas Memorial Union.
- Gardiner J. K., K. L. (1974). *Is the sequence of the earthquakes in southern california, with aftershocks removed, poissonian, Bulletin of the seismological society of America, Vol 64, N°5*. Los Angeles California, Estados Unidos : Universidad de California .
- J., B. J. (s.f.). *Basics of seismology and seismic hazard assessment*. Londres, Inglaterra.
- J.J Bommer, M. B.-R.-M.-L.-P. (July de 2002). The El Salvador earthquakes of January and February 2001: context, characteristics and implications for seismic risk. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Volume 22, Issue 5, 1*, 389-418.

- K., M. R. (2001). Deterministic vs. probabilistic earthquake hazards and risks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 21 , 377-384.
- Kircher & Associates. (2015). *Investigation of an identified short-coming in the seismic design procedures of ASCE 7-10 and development of recommended improvements for ASCE 7-16*. Washington, D.C.: Building Seismic Safety Council National Institute of Building Sciences.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering* . Estados Unidos : Prentice-Hall.
- Lin T., B. J. (2011). Probabilistic seismic hazard deaggregation of ground motion prediction models, Paper N° PSHLI. *5th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*. Santiago, Chile.
- López M., B. J. (s.f.). Seismic hazard assessments, seismic design codes, and earthquake engineering in El Salvador. *Geological Society of America, Special Paper 375*.
- Luco N., E. B. (s.f.). *Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States*. SEAOC 2007 convention proceedings.
- Macrae g., c. C. (2011). *Review of nz building codes of practice*.
- Marroquín G., Benito M. B. (2009). *Evaluación de la amenaza sísmica en El Salvador* . El Salvador : MARN.
- McGuire, R. K. (2004). *Seismic hazard and risk analysis*. Colorado, Estados Unidos : EERI.
- Montero, W., Peraldo G., Rojas W. . (1997). *Proyecto de amenaza sísmica de America Central*. Costa Rica: ECG-UCR.
- MOP. (1994). *Norma técnica para diseño por sismo* . El Salvador .
- Moschetti, M. &. (2015). Seismic Source Characterization for The 2014 Update of the U.S. National Seismic Hazard Model. *Earthquake Spectra*. 31. doi:10.1193/110514EQS183M
- NCh. (2009). *Norma Chilena Oficial , Diseño Sísmico de edificios, Segunda edición* , . Santiago, Chile: INN.
- nehrrp. (2012). New “Risk-Targeted” Seismic Maps Introduced into Building Codes. *SeismicWaves*.
- PEER. (2010). *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings*. California, Estados Unidos: PEER.

- Pekelnicky R., P. C. (s.f.). *ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings*. SEAOC 2012 Convention Proceedings.
- Petersen, M.D., Moschetti, M.P., Powers, P.M., Mueller, C.S., Haller, K.M., Frankel, A.D., Zeng, Yuehua, Rezaeian, Sanaz, Harmsen, S.C., Boyd, O.S., Field, Ned, Chen, Rui, Rukstales, K.S., Luco, Nico, Wheeler, R.L., Williams, R.A., and Olsen, A.H. (2014). *Documentation for the 2014 update of the United States national seismic hazard maps*. Virginia, Estados Unidos : U.S. Geological Survey Open-File Report 2014–1091, 243 p.
- Petersen, Mark D., Frankel, Arthur D., Harmsen, Stephen C., Mueller, Charles S., Haller, Kathleen M., (2008). *Documentation for the 2008 update of the United States national seismic hazard maps*. Virginia, Estados Unidos : U.S. Geological Survey Open-File Report 2008–1128, 61 p.
- (1996). *Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones* . San Salvador, El Salvador : Diario Oficial.
- Reiter, L. (1990). *Earthquake Hazard Analysis Issues and Insights*. Nueva York, Estados Unidos: Columbia University Press.
- Staller, V. A. (2014). Modelización de las deformaciones corticales en El Salvador (Centroamérica) mediante la integración de datos geodésicos (GPS), geológicos y sismológicos. Universidad Politécnica de Madrid .
- Standards New Zealand Technical Committee D-006-04-11. (2004). *Structural design actions Part 5: Earthquake actions –New Zealand*. Nueva Zelanda: Standards New Zealand.
- T., P. (1996). *Seismic design of concrete structures the present needs of societies, paper N° 2001*. Department of civil engineering, University of Canterbury Christchurch, New Zealand .
- U.S. Army Corps of Engineers. (1999). *Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures, EM 1110-2-6050*. Estados Unidos: U.S. Army Corps of Engineers.
- U.S. Department of Commerce National Institute of Standards and Technology Engineering Laboratory Gaithersburg, MD 20899. (2010). *Comparison of U.S. and Chilean Building Code Requirements and Seismic Design Practice 1985–2010*. NEHRP.
- UE. (2004). *European Standard EN 1998-1, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. CEN.

- US Army Corps Of Engineers. (2007). *Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures, EM 1110-2-6053*. Estados Unidos : US Army Corps Of Engineers.
- van Stiphout, T. J. (2012). *Seismicity declustering, Community Online Resource for Statistical Seismicity Analysis*. doi:10.5078/corssa-52382934
- Z., W. (s.f.). *Understanding Seismic Hazard and risk: a gap between engineers and seismologist*. Lexington, Kentucky, USA: Head, Geologic Hazards Section, Kentucky Geological Survey, University of Kentucky .