

MODERNIZACIÓN DE LAS PROVISIONES QUE RIGEN EL DISEÑO SÍSMICO

**MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJIVAR
JAIME HERNÁNDEZ DE PAZ
JOSÉ CARLOS HASBUN**

JUNIO 2021

DESCARGO DE RESPONSABILIDAD

Las opiniones expresadas en este documento son de los autores y no necesariamente reflejan el punto de vista del Banco Interamericano de Desarrollo.

TABLA DE CONTENIDO

1.	Provisiones actuales que rigen el diseño sísmico	8
1.1.	Introducción	8
1.2.	Breve reseña histórica de los códigos de diseño por sismo en El Salvador	8
1.3.	Avances más influyentes en el desarrollo del diseño sísmico.....	9
1.4.	Organización del documento	12
2.	Clasificación de los edificios y otras estructuras	14
2.1.	General.....	14
2.2.	Clasificación de los edificios y otras estructuras.	14
2.2.1	Categorización del riesgo.....	14
2.2.2	Categorías de riesgo	16
3.	Combinaciones de carga	17
3.1.	General.....	17
3.2.	Símbolos.....	17
3.3.	Combinación de carga para Resistencia Última.	17
3.3.1	Combinaciones básicas	17
3.3.2	Combinaciones básicas considerando el efecto de cargas sísmicas	17
4.	Carga Muerta	18
4.1.	Definición	18
4.2.	Pesos de materiales y construcción	18
4.2.1	Consideraciones básicas	18
4.2.2	Peso Propio	18
4.2.3	Cargas muertas superpuestas.....	18
4.3.	Peso de equipamiento fijo de servicio	19
4.4.	Cargas móviles	19
4.5.	Fluidos	19
4.6.	Paneles solares.....	19
5.	Cargas vivas	20
5.1.	Definición	20
5.2.	Cargas vivas uniformemente distribuidas	20
5.2.1	Cargas vivas establecidas.....	20
5.2.2	Provisiones para particiones.....	20
5.3.	Cargas vivas concentradas	20
5.4.	Cargas en pasamanos, barandas, agarraderos, sistemas de barreras de vehículos y escaleras fijas.....	21
5.4.1	Pasamanos y barandas.	21
5.4.1.1	Carga uniforme.	21

5.4.1.2 Agarraderos	21
5.4.1.3 Sistemas de barreras para vehículos	21
5.4.1.4 Escaleras fijas	22
5.5. Cargas por impacto	22
5.6. Cargas en estacionamientos	22
5.6.1 Estacionamientos para vehículos de pasajeros	22
5.6.2 Estacionamientos para camiones y buses	23
5.7. Reducción en las cargas vivas uniformemente distribuidas	23
5.7.1 General	23
5.7.2 Reducción en las cargas vivas uniformemente distribuidas	23
5.7.3 Grandes cargas vivas	24
5.7.4 Garajes para vehículos de pasajeros	24
5.7.5 Áreas de reunión	24
5.8. Percepción de vibraciones	24
5.9. Cargas vivas para edificaciones	25
5.9.1 General	25
5.9.2 Pasarelas o puentes peatonales	26
5.9.3 Cargas no establecidas en la Tabla 5.3	26
6. Criterios de diseño sísmico	27
6.1. General	27
6.1.1 Propósito	27
6.2. Definiciones y símbolos	27
6.2.1 Definiciones	27
6.2.2 Símbolos	27
6.3. Valores que cuantifican el movimiento del terreno	28
6.3.1 Fallas cercanas	28
6.3.2 Aceleraciones del terreno y aceleraciones espectrales del Terremoto máximo considerado (Sismo Extremo)	30
6.3.3 Tipos de suelos	31
6.3.4 Coeficientes de sitio y Parámetros de aceleración espectral del Terremoto máximo considerado (sismo extremo)	34
6.3.5 Parámetros de aceleración espectrales de diseño	35
6.3.6 Espectro de diseño multi-periodo	35
6.3.7 Espectro de respuesta del terremoto máximo considerado incluyendo los efectos de sitio	36
6.3.8 Espectro de diseño de dos periodos	36
6.3.9 Factor de importancia y Categoría de riesgo	38
6.3.10 Categoría de Diseño Sísmico	38
6.4. Componente vertical del sismo de diseño	41

7.	Requerimientos de diseño sísmico para estructuras de edificios	42
7.1.	Bases del diseño estructural	42
7.2.	Definiciones y símbolos.....	42
7.2.1	Definiciones.	42
7.2.2	Símbolos.	44
7.3.	Selección del sistema estructural.....	44
7.3.1	Sistemas estructurales.....	44
7.3.2	Sistemas estructurales.....	47
7.3.3	Combinación de sistemas estructurales en la misma dirección.	47
7.3.3.1.	Combinaciones verticales en la misma dirección.	47
7.3.3.2.	Procedimiento de análisis en dos etapas.....	48
7.3.3.3.	Combinaciones horizontales en la misma dirección.....	48
7.3.4	Requisitos específicos de los sistemas estructurales.....	49
7.3.4.1.	Sistema S1. Sistema de marcos resistentes a momento.	49
7.3.4.2.	Sistema S4. Sistema dual.	49
7.3.4.3.	Sistema S5. Sistema de columnas en voladizo.....	49
7.3.4.4.	Estructuras tipo péndulo invertido.	50
7.4.	Flexibilidad del diafragma	50
7.4.1	Condición de diafragma flexible.	50
7.4.2	Condición de diafragma rígido.....	50
7.4.3	Condición de diafragma flexible basada en cálculo.	50
7.5.	Irregularidades en la configuración horizontal	51
7.6.	Irregularidades en la configuración vertical.....	51
7.7.	Limitaciones y requisitos adicionales para sistemas con irregularidades estructurales.....	54
7.7.1	Irregularidades horizontales y verticales no permitidas para Categorías de Diseño Sísmico D a F.....	54
7.7.2	Entrepisos con debilidad extrema.	54
7.7.3	Elementos que soportan paredes o marcos discontinuos.....	54
7.7.4	Incremento de las fuerzas causadas por irregularidades de las Categorías de Diseño Sísmico D a F.	54
7.8.	Redundancia.....	55
7.8.1	Condiciones para las cuales p es igual a 1.0.	55
7.8.2	Factor de redundancia, p , para Categorías de Diseño Sísmico D a F.	55
7.9.	Efectos de la carga sísmica y combinaciones.....	56
7.10.	Dirección de las cargas.	57
7.10.1	Criterios para la dirección de las cargas.	57
7.10.2	Categoría de Diseño Sísmico B.....	57
7.10.3	Categorías de Diseño Sísmico C.	57
7.10.4	Categorías de Diseño Sísmico D a F.	58

7.11.	Selección del procedimiento de análisis.....	58
7.11.1	Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente (Procedimiento FLE).....	58
7.11.2	Análisis Espectral de Respuesta Modal (Análisis ERM).....	59
7.11.3	Otros procedimientos de análisis.	59
7.12.	Criterios de modelación.	59
7.12.1	Modelo de la fundación.	59
7.12.2	Definición del peso sísmico efectivo.....	60
7.12.3	Modelo de la estructura.	60
7.13.	Requerimientos de derivas y de deformaciones.	61
7.13.1	Límites para las derivas de entrepiso.	61
7.13.2	Deflexiones del diafragma.	62
7.13.3	Separación estructural.....	62
7.13.4	Compatibilidad de deformaciones para categorías de diseño sísmico D, E y F.	63
8.	Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente.....	64
8.1.	Cortante basal sísmico.....	64
8.1.1	Cálculo del coeficiente de respuesta sísmico.	64
8.1.2	Límites inferiores de C_s	65
8.1.3	Reducción por la interacción suelo-estructura.....	65
8.1.4	Límites de S_{DS} en la determinación de C_s y E_v	65
8.2.	Determinación del período fundamental.....	66
8.2.1	Período fundamental aproximado.....	66
8.3.	Distribución vertical de las fuerzas sísmicas.	68
8.4.	Distribución horizontal del cortante sísmico de entrepiso.....	69
8.4.1	Torsión inherente.	69
8.4.2	Torsión accidental.....	70
8.4.3	Amplificación del momento de torsión accidental.	71
8.5.	Volteo.	72
8.6.	Determinación de las derivas de entrepiso.	72
8.6.1	Cortante basal mínimo para el cálculo de las derivas.....	74
8.7.	Efectos P - Delta.	74
9.	Análisis Espectral de Respuesta Modal.	76
9.1.	Número de modos.	76
9.2.	Parámetros de respuesta modal.....	76
9.3.	Combinación de parámetros de respuesta.	77
9.4.	Escalado (ajuste) de valores de diseño de respuestas combinadas.....	77
9.4.1	Escalado (ajuste) de fuerzas.	77
9.4.2	Escalado (ajuste) de derivas.	78

9.5.	Distribución horizontal del cortante.	78
9.6.	Efectos P – Delta.	79
9.7.	Reducción por la interacción Suelo – Estructura.	79
9.8.	Modelado estructural.....	79
10.	Referencias.....	81
Anexo 1.1		85
Mapas de diseño sísmico orientados al riesgo		85
Anexo 1.2		93
Base Teórica para la construcción de funciones de densidad de probabilidad de la capacidad de colapso.		93

1. PROVISIONES ACTUALES QUE RIGEN EL DISEÑO SÍSMICO

1.1. INTRODUCCIÓN

Es por todos sabido que la mejor manera de reducir el riesgo sísmico es el desarrollo y adopción de códigos de construcción que contengan una buena descripción de la amenaza presente en la zona de interés.

Por otra parte, la ingeniería estructural del diseño sismo-resistente ha evolucionado al compás del sofisticado conocimiento de los últimos 100 años. Desde las primeras nociones de que las fuerzas laterales debían ser proporcionales a la masa del edificio (adoptado en Italia en 1909) y al reconocimiento de la necesidad de proveer armados dúctiles (1960s) para estructuras diseñadas con las bases de análisis elásticas lineales, hasta el presente que tenemos sofisticados modelos de amenaza sísmica, robustas herramientas para análisis estructural no lineal y probabilistas bases que proveen un explícito marco de referencia para evaluar, no solamente la frecuencia media anual de excedencia de los objetivos de desempeño sísmico, sino además, de estimar las pérdidas esperadas en términos de potenciales víctimas, costos y tiempos de reparación.

Por todos los profesionales en el país relacionados de alguna manera a la rama del diseño y construcción de estructuras es sabido que todo este progreso, tanto a nivel de amenaza y vulnerabilidad no ha sido incorporado a los códigos de diseño vigentes y la base filosófica de los mismos tienen un desfase de al menos 30 años. Para ilustrar al lector en las dos secciones anteriores se hace, primeramente, una breve reseña de los códigos de diseño de El Salvador, y, seguido, se describe el trayecto histórico del desarrollo de los códigos de diseño en los Estados Unidos de América.

1.2. BREVE RESEÑA HISTÓRICA DE LOS CÓDIGOS DE DISEÑO POR SISMO EN EL SALVADOR

La evolución de los códigos de diseño por sismo en El Salvador ha estado altamente vinculada a su historia sísmica. El primer código para diseño por sismo en El Salvador se gestó en junio de 1965, luego de que una “*Misión de Reconocimiento Sismológica*” auspiciada por la UNESCO viniera al país después del terremoto del 3 de Mayo de 1965, y en su informe dejase un apéndice de “*Recomendaciones para Diseño Sísmico en El Salvador*” (Dengo, Fiedler, Knudsen, Lomnitz, & Rosenblueth, 1965) (Rosenblueth & Prince, 1965), las cuales serían adoptadas para su uso en 1966 (Ministerio de Obras Públicas, 1966). Sin embargo, y aunque en dicho código se definieron 3 tipos de sistemas estructurales, incluidos marcos de concreto reforzado, no existía el concepto y uso de *Factores de Reducción de Fuerza*.

En septiembre de 1989, surgió el “*Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de la Republica de El Salvador*” (Ministerio de Obras Públicas, 1989), como consecuencia del terremoto del 10 de octubre de 1986. Dicho código adoptó por primera vez en El Salvador el uso de 5 tipos de sistemas estructurales: marcos, paredes, sistemas duales, muros de carga y sistemas aislados, definidos mediante el factor de respuesta C , el cual variaba en función de la zonificación sísmica.

La actual Norma Técnica para Diseño por Sismo (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a) fue desarrollada como parte del “*Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador*” (Ministerio de Obras Públicas, 1996-b). Esta norma tuvo un cambio sustancial respecto a los anteriores códigos sísmicos ya que introdujo por primera vez el uso y concepto de *Factores de Modificación de Respuesta R* . En dicha norma, por ejemplo, se especificaron valores de R iguales a 5 y 12, para edificios de marcos de concreto reforzado con detallado intermedio y dúctil (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), respectivamente.

En diciembre de 2003 surge la “*Norma para Diseño y Construcción de Hospitales y Establecimientos de Salud*” bajo la dirección de ASIA (Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos) como producto del Proyecto de Reconstrucción y Equipamiento de la Red de Hospitales Públicos (RESHA), dicha norma mantuvo los *Factores de Modificación de Respuesta* y *Factores de Amplificación de Desplazamientos* de la norma de 1996.

La Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador (Ministerio de Obras Públicas, 1996-a), al igual que la mayoría de los códigos sísmicos, permite utilizar procedimientos de análisis lineales elásticos en las estructuras, tanto para métodos de diseño estáticos como dinámicos aplicando los *Factores de Modificación de Respuesta R* . Por otro lado, los procedimientos de análisis no lineal no utilizan estos factores, puesto que los elementos estructurales se desempeñan de acuerdo a sus propiedades tanto físicas como mecánicas, y aunque estos métodos no son discutidos ampliamente en nuestros códigos de diseño sísmico, son los que describen con mayor precisión la respuesta de las estructuras. Es además sabido que las cargas laterales calculadas haciendo uso de tal Norma están a niveles de esfuerzos de trabajo la que la coloca en una clara obsolescencia respecto al estado del arte tal como se detalla en la siguiente sección.

1.3. AVANCES MÁS INFLUYENTES EN EL DESARROLLO DEL DISEÑO SÍSMICO

Tal como se describió en el numeral anterior, la evolución en términos normativos nacionales usualmente ha estado condicionada a eventos sísmicos de importancia. Debido a que este desarrollo no ha sido constante, ha obligado a que el gremio de ingenieros estructurales se

utilice normas extranjeras, a veces por requerimientos contractuales o porque se requieren métodos de análisis más sofisticados, y, para cumplir los requisitos “*legales*” nacionales siempre se ha realizado una verificación con la norma para diseño por sismo vigente, para confirmar que al menos se cumpla con las demandas mínimas allí establecidas.

Es así como las normas/estándares norteamericanos han sido los más ampliamente adoptados en el diseño sismo-resistente (SEAOC, NEHRP, ATC, FEMA, UBC, IBC, ICC, ASCE), así como en el diseño mismo de los componentes estructurales (ACI, AISC, AASHTO, AISI, AWS) y procedimientos de calidad de materiales (ASTM).

Muy probablemente una de las primeras iniciativas más robustas que ha influido hasta el presente en las bases del diseño sismo-resistente es el ATC 3-06 (*Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, 1978*). Las iniciativas de investigación también han sido utilizadas en el país, principalmente las del ATC y FEMA, que al final algunas de sus premisas logran formar parte de un estándar como el caso del ASCE. Por otra parte, y de similar manera el desarrollo del FEMA 31-03 dio paso al ASCE 41, en sus versiones 2006, 2013 y recientemente la 2017. Actualmente, puede considerarse al ASCE 41-17 como la culminación de muchas iniciativas de investigación norteamericanas que surgieron durante el siglo pasado: ATC-40, FEMA 273, FEMA 356, FEMA 440, y algunas más recientes como: ATC 72 (2010), por mencionar algunas.

Entre los hitos que han marcado cambios en los paradigmas del diseño sismo resistente se pueden mencionar los siguientes:

En 1948 se desarrolla el primer mapa de amenaza sísmica en los Estados Unidos de América, basado en la premisa que terremotos en el futuro ocurrirán en igual intensidad y ubicación, como y en donde han ocurrido en el pasado; por estas deducciones el país se dividió en zonas dependiendo de la probabilidad sísmica de ocurrencia de los eventos. El mapa de zonificación sísmica mostraba regiones del daño esperado, desde no daño (zona 0) hasta gran daño (zona 3). Esta manera de mostrar la amenaza sísmica fue por primera vez adoptado por el UBC en 1949 y fue presentado en su edición de 1952.

En 1976 el USGS presenta una actualización del mapa de amenaza para los Estados Unidos, en el cual la amenaza sísmica, por primera vez, se muestra en la forma de estimados probabilísticos de contornos de aceleraciones máximas en roca.

Por otra parte, en 1978 el ATC publica las guías nacionales para el diseño sísmico conocidas como ATC-3-06, dentro de las cuales estaban las primeras versiones de los mapas de diseño

sísmico en los que se defina la amenaza sísmica en la forma de mapas de contorno de *aceleración máxima efectiva* y *velocidad máxima efectiva*. Tales mapas formaron la base para las Provisiones del NEHRP hasta la creación del Project 97 en 1994. Sin embargo, el UBC mantuvo el mapa de amenaza sísmica basada en contornos de aceleración máxima efectiva y la división del país en cinco zonas hasta el año de 1994.

En el año de 1991, nuevos mapas fueron introducidos en el apéndice de las Provisiones del NEHRP-91, incluyendo, por primera vez, mapas representando valores espectrales con una probabilidad del 2% de ser excedido en 50 años (el evento de 2500 años). Estos mapas se basaban en aceleraciones espectrales para dos periodos 0.3 s y 1.0 s.

En diciembre de 1995 el USGS publica mapas provisionales para las probabilidades de excedencia 10%, 5% y 2% en 50 años, o periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años; como el resultado de un taller organizado por el USGS y el ATC en septiembre de ese mismo año.

En 1997 el UBC cambia su vieja filosofía de diseño, que había mantenido hasta su edición de 1994, de esfuerzos de trabajo a estado límite o de resistencia, tal cual ya lo usaban el ASCE 7-95 y el NEHRP-94 para ese entonces. Esto hace que al comparar las viejas ediciones del UBC, y del SEAOC, con las más recientes ediciones un factor de corrección en torno al 1.4 deba ser utilizado desde el cálculo de las fuerzas sísmicas hasta el factor R. Esta y otras muchas modificaciones y actualizaciones que incorporó el UBC97 era para hacer una transición suave y ordenada del UBC94 al IBC2000.

Las Provisiones del NEHRP-97 fueron publicadas en febrero de 1998. En estas, una gran innovación en la representación de la amenaza sísmica fue la introducción del Terremoto Máximo Considerado (MCE, por sus siglas en inglés), y que corresponde al sismo que tiene una probabilidad de excedencia de 2% en 50 años, o un periodo de retorno de 2500 años. Mientras que el evento de diseño sería 2/3 del MCE. Este cambio se hizo debido a que los mapas de amenaza sísmica, según el USGS, indicaban que, en muchas poblaciones de los Estados Unidos, los valores para el movimiento del terreno con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años son mayores que 1.5 veces los valores del movimiento del terreno con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Ya que 2/3 es el recíproco de 1.5, este valor se considera como el “margen sísmico” entre el nivel de diseño y el colapso. Debe hacerse notar que las provisiones de diseño sísmico tanto del ASCE7-98 como del IBC2000 se basan en las Provisiones del NEHRP-97.

El ASCE7-02 se convirtió en el estándar como base para el diseño sísmico en los Estados Unidos.

El ASCE7-10 cambia la manera de representar la amenaza sísmica dejando de lado los mapas de Amenaza Uniforme, y el uso del MCE, utilizados hasta ese entonces, en favor de Mapas de Riesgo Uniforme, en donde se emplea el concepto del MCE_R en el cual la convolución de las curvas de amenaza sísmica y la derivada de las curvas de fragilidad da como resultado mapas de estimaciones uniformes de probabilidad de colapso o “Risk-Targeted Seismic Design Maps”.

En el NEHRP 2020 y ASCE 7-22 la forma espectral del MCE_R serán definidos a través de espectros multi-periodo.

Los anteriores párrafos no pretenden ser en lo absoluto un detalle completo de todos los cambios que han sucedido en el desarrollo del diseño sismo resistente, por el contrario, solo toma aquellos elementos que le competen o le conciernen al presente documento y que se consideran extremadamente relevantes a la presente iniciativa.

Debido a la fecha de concepción, desarrollo y publicación de la NTDS, así como los conceptos que allí se presentan, se asume que los documentos en los que se basa son el SEAOC-90, UBC91 y UBC94. A partir de la pequeña narrativa antes expuesta, rápidamente se puede deducir el grado de desfase de las provisiones sísmicas contenidas en la NTDS respecto al avance que se ha producido en los actuales códigos que rigen el diseño sísmico de Estados Unidos, a manera de ejemplo.

Por todo lo expresado, en los posteriores capítulos se esboza un modelo de código sísmico actualizado acorde a los conceptos de MCE y mapas de amenaza uniforme que en conjunto con información técnica compilada, trabajada, calculada y producida por del Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales, proporciona un salto de calidad orientado hacia una verdadera y efectiva reducción del riesgo sísmico en El Salvador.

1.4. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

Este documento se desglosa en siete capítulos. El primer capítulo trata sobre el desarrollo de la normativa de diseño sísmica en El Salvador, los avances que ha habido sobre esa materia y en que posición se encuentra actualmente el estado de la práctica en el país, según la Norma Técnica de Diseño por Sismo.

En el segundo capítulo se dan los lineamientos para clasificar las diferentes edificaciones en Categorías de Riesgo, así como se presentan los valores de los Factores de Importancia que le corresponden.

El capítulo 3 presenta las combinaciones de carga a utilizar en el diseño sísmico. Mientras que en el cuarto capítulo se define a que se le llama carga muerta, las consideraciones básicas a tener en cuenta y los valores a utilizar. Similarmente se hace para las cargas vivas en el capítulo 5.

En el sexto capítulo se establece los criterios de diseño sísmico, cuya base será el Terremoto Máximo Considerado (MCE), correspondiente a un evento que tiene una probabilidad de ocurrencia del 2% en 50 años (periodo de retorno de 2500 años) y que se toma como el sismo extremo. Así mismo, se define que el espectro de diseño será $2/3$ del espectro del MCE. La evaluación de la amenaza ha sido hecha usando el concepto de la Amenaza Uniforme.

En el capítulo 7 se prescriben los requerimientos de diseño para estructuras de edificios que estarán sometidas a la acción de sismo. En tanto que el capítulo 8 se desarrolla el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, la cual incorpora de manera sencilla los efectos de la respuesta dinámica inelástica en un análisis estático lineal y nueve. Y, el capítulo 9, está dedicado al análisis espectral de la respuesta modal.

Finalmente, en el capítulo 10 se dan a conocer las referencias empleadas para el desarrollo del presente documento.

2. CLASIFICACIÓN DE LOS EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS

2.1. GENERAL

Los edificios y otras estructuras deberán ser clasificados en base al riesgo que representa su daño o falla a la vida humana, a la salud y al bienestar tomando en cuenta su uso, por lo que, a cada edificio o estructura se le asignará la mayor categoría de riesgo que le pueda ser aplicada.

2.2. CLASIFICACIÓN DE LOS EDIFICIOS Y OTRAS ESTRUCTURAS.

2.2.1 Categorización del riesgo

Las Categorías de Riesgo de la Tabla 2.1 se usan para relacionar los criterios entre las cargas máximas por sismo especificadas en este documento, con la seriedad de la consecuencia de falla desde el menor riesgo a la vida humana (Categoría de Riesgo I), hasta el mayor (Categoría de Riesgo IV). El término “Categoría de Riesgo” enfatiza que la clasificación se hace en base a los efectos por fallas estructurales principalmente. Sin embargo, se debe tener en mente que el “riesgo aceptable” para una estructura es un ítem más bien de política pública que uno puramente técnico.

La Categoría de Riesgo I engloba a las estructuras y edificios que normalmente están desocupadas y que en el caso de un colapso el resultado es un riesgo mínimo para el público.

La Categoría de Riesgo II incluye la vasta mayoría de estructuras, incluyendo la mayoría de los edificios residenciales, comerciales e industriales y aquellas estructuras y edificios que no tienen una clasificación específica en otra categoría.

La Categoría de Riesgo III considera estructuras y edificios que albergan un gran número de personas en un lugar, tales como teatros, auditorios, y lugares de congregación de personas similares; incluye, además, edificios con personas que tienen una capacidad de movilización limitada, como por ejemplo escuelas, prisiones y pequeñas unidades de salud. En esta categoría se incluyen estructuras relacionadas con instalaciones necesarias para proteger la salud y la seguridad de una comunidad, como por ejemplo estaciones generadoras de energía, centros de telecomunicaciones, plantas potabilizadoras de agua y plantas de tratamiento de agua. También, incluye estructuras que contienen sustancias peligrosas, tales como explosivos o tóxicos, cuyo contenido, de ser liberado en el ambiente, pone en peligro la comunidad circundante, tales como instalaciones que procesan petroquímicos.

La Categoría de Riesgo IV incluye estructuras cuya falla pudiera inhibir los servicios comunitarios esenciales necesarios para afrontar una situación de emergencia. Edificios y estructuras agrupadas en esta categoría son hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicaciones de emergencia, y otros similares.

Sin embargo, una manera racional para definir a que categoría pertenece una estructura se basa en el número de personas cuyas vidas están en peligro o el número de personas cuyo bienestar será afectado en el evento de un fallo. La Figura 2.1 ilustra este concepto.

Tabla 2.1 Categorías de riesgo para edificios u otras estructuras para sismos.

Uso u ocupación de los edificios y estructuras	Categoría de Riesgo
Edificios y otras estructuras que representan un riesgo bajo a la vida humana en el caso de una falla debido a que, normalmente están desocupadas y que en el caso de un colapso el resultado es un riesgo mínimo para el público	I
Todos los edificios y estructuras excepto las listadas en las Categorías de Riesgo I, III, y IV	II
Edificios y otras estructuras cuya falla tiene un riesgo considerable a la vida humana, porque usualmente albergan un gran número de personas e incluye a instalaciones necesarias para proteger la salud y la seguridad de una comunidad como estaciones generadoras de energía, centros de telecomunicaciones, plantas potabilizadoras de agua y plantas de tratamiento de agua. Edificios y estructuras, no incluidas en la Categoría de Riesgo IV, con el potencial de causar un impacto económico sustancial y/o un trastorno masivo a la vida civil regular en caso de fallar.	III
Edificios y estructuras no incluidas en la Categoría de Riesgo IV (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones en donde se manufacturan, procesan, manejan, albergan, usan o destruyen sustancias tales como combustibles, residuos peligrosos, químicos peligrosos o explosivos) conteniendo sustancias tóxicas o explosivas en donde la cantidad del material excede un umbral establecido por la Autoridad Competente, que en este caso puede ser Bomberos de El Salvador y MARN, y es suficiente para convertirse en un peligro al público si éste se escapa.	
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales cuya falla pudiera inhibir los servicios comunitarios esenciales necesarios para afrontar una situación de emergencia tales como hospitales, estaciones de policía, estaciones de bomberos, centros de comunicaciones de emergencia, y otros similares. Edificios y otras estructuras cuya falla tiene un peligro considerable a la comunidad Edificios y otras estructuras (incluyendo, pero no limitado a, instalaciones en donde se manufacturan, procesan, manejan, albergan, usan o destruyen sustancias tales como combustibles, residuos peligrosos o químicos peligrosos) conteniendo la suficiente cantidad de sustancias altamente tóxicas en donde la cantidad del material excede un umbral establecido por la Autoridad Competente, que en este caso puede ser Bomberos de El Salvador y MARN, y es suficiente para convertirse en un peligro al público si éste se escapa. Edificios y otras estructuras necesarias para mantener las funciones de otras estructuras con Categorías de Riesgo IV,	IV

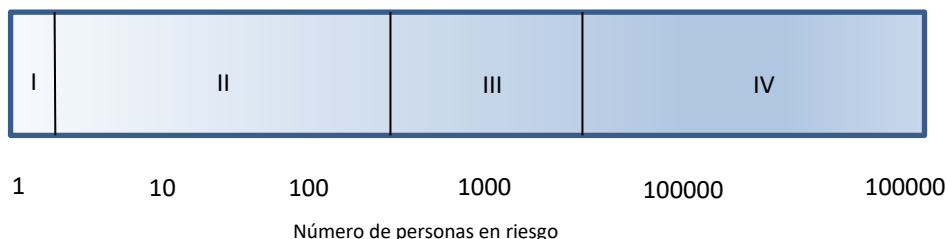


Figura 2.1. Relación aproximada entre el número de vidas en riesgo debido a una falla y la Categoría de Riesgo.

El término “Vidas en Riesgo” se refiere al número de personas que está en riesgo serio de perder la vida debido a una falla estructural. Las vidas en riesgo por una falla estructural incluyen personas que pueden estar afuera de la estructura en cuestión, quienes, a pesar de

ello, pueden estar en un riesgo severo ante el colapso de la edificación. En base a esto, instalaciones necesarias para hacerle frente a una emergencia y que dan servicio a una gran población, aun cuando la estructura pueda albergar poca gente relativamente, se han clasificado en una Categoría de Riesgo alta.

Cuando se determina la población en riesgo se debe tener en cuenta el riesgo a la vida en el largo plazo, así como el riesgo a la vida que se crea durante la falla estructural.

2.2.2 Categorías de riesgo

Los edificios y otras estructuras deberán ser clasificados, en base al riesgo que representa su daño o falla a la vida humana, a la salud y al bienestar, tomando en cuenta su uso de acuerdo a la Tabla 2.1. para el caso de los terremotos. A cada edificio o estructura se le asignará la mayor categoría de riesgo que le pueda ser aplicada. Las cargas de diseño mínimas deben incorporar los factores de importancia correspondientes dados en la Tabla 2.2.

El primer objetivo del diseño sísmico en este documento es que las estructuras deberán tener una baja probabilidad de colapso si ocurre un evento raro definido como el Terremoto Máximo Considerado (MCE), o sismo extremo. El segundo objetivo es que los daños que pongan en peligro la vida, principalmente por la falla de los componentes no estructurales ya sea dentro y fuera de las estructuras, sean improbables para el caso del sismo de diseño (definido como dos tercios del MCE).

Estos objetivos son abordados en el presente documento, obligando que a cada estructura se le asigne una de las cuatro Categorías de Riesgo presentadas anteriormente y asignándoles un Factor de Importancia, I_e , que se basa en la Categoría de Riesgo correspondiente. El Factor de Importancia se usa como un criterio cuantitativo para la resistencia.

Tabla 2.2 Factores de importancia por Categorías de Riesgo para edificios y otras estructuras para el caso de terremotos.

Categoría de Riesgo, Tabla 2.1	Factor de importancia sísmica, I_e
I	1.00
II	1.00
III	1.25
IV	1.50

3. COMBINACIONES DE CARGA

3.1. GENERAL

Los edificios y otras estructuras deberán ser diseñadas siguiendo las provisiones de la sección 3.33.3.

3.2. SÍMBOLOS

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

L_r = Carga Viva de techo

R = Carga de lluvia

E_h = Carga sísmica horizontal

E_v = Carga sísmica vertical

3.3. COMBINACIÓN DE CARGA PARA RESISTENCIA ULTIMA.

3.3.1 Combinaciones básicas

Las estructuras, componentes y fundaciones deberán ser diseñadas de manera tal que su resistencia de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas factoradas, siguiendo las siguientes combinaciones. Los efectos de las cargas sísmicas deben ser combinadas con las otras cargas como se dicta en la sección 3.3.2.

1. $1.4 D$
2. $1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } R)$
3. $1.2 D + 1.0 L + 1.6 (L_r \text{ o } R)$

3.3.2 Combinaciones básicas considerando el efecto de cargas sísmicas

Cuando una estructura se encuentra bajo la acción de las cargas sísmicas, las siguientes combinaciones de cargas deberán ser consideradas además de las presentadas en la sección 3.3.1. Los efectos más desfavorables de las cargas sísmicas deberán ser investigados.

4. $1.2 D + L + E_v \pm E_h$
5. $0.9 D - E_v \pm E_h$

Donde el factor de carga en L de la combinación 4 es permitido que sea 0.5 para todas las ocupaciones en donde el valor de carga viva sea menor o igual a 100 PSF (4.78 kN/m², 490 kg/m²). Dependiendo de la categoría de diseño, los efectos ortogonales podrán ser considerados.

4. CARGA MUERTA

4.1. DEFINICIÓN

Las cargas muertas están compuestas por el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio incluyendo, sin limitarse a, paredes, rellenos para pisos, pisos, techos, cielos falsos, escaleras, particiones, acabados, repellos y otros ítems similares que formen parte de la estructura o arquitectura, así como equipo de servicio fijo.

Las fuerzas netas de presfuerzo deberán considerarse como carga muerta.

4.2. PESOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIÓN

4.2.1 Consideraciones básicas

Para determinar el peso muerto para propósitos de diseño, el peso real de los materiales y construcción deberá ser usado.

Los pesos unitarios y otras suposiciones acerca de la carga muerta se dejarán consignados en el informe de diseño estructural.

4.2.2 Peso Propio

El peso propio de la estructura se considerará carga muerta.

4.2.3 Cargas muertas superpuestas

General. Se incluirán en el análisis todas las cargas debidas al contenido permanente de la edificación que puedan clasificarse como cargas muertas. El ingeniero estructural recabará la información necesaria con el coordinador general del proyecto y ésta será la información que, de común acuerdo, quedará consignada en planos estructurales y en el informe estructural como base para efectuar el diseño estructural.

Pisos. En ambientes o áreas donde esté previsto recubrir la superficie estructural con acabados de piso, se aplicará el peso propio del piso más el peso de los rellenos de nivelación necesarios para generar un substrato plano adecuado.

Bloques y particiones. Deberá tomarse en cuenta el peso de los ladrillos o bloques y particiones interiores que no estén incorporados al sistema estructural. Podrán considerarse como cargas uniformemente distribuidas sobre el entrepiso, tomando en cuenta el peso unitario de los

misimos y su densidad anticipada de construcción. Estas suposiciones de carga para diseño estructural quedarán documentadas en el informe estructural.

En oficinas, viviendas y áreas para locales comerciales se deberá tomar una carga, sobre la losa o piso, por bloques no inferior a 0.74 kN/m^2 (75 kg/m^2). Esto podrá no aplicar en edificaciones donde las paredes son estructurales y ya están consideradas en el peso propio.

Fachadas y cerramientos perimetrales. Las paredes exteriores de cierre, ventanería, barandales y otros cerramientos perimetrales se aplicarán como cargas lineales uniformemente distribuidas sobre el perímetro del entrepiso. Esto podrá no aplicar en edificaciones donde las paredes son estructurales y ya están consideradas en el peso propio.

Se requiere que las cargas de perímetro queden específicamente consideradas como tales sin suponer que estén incluidas en las cargas descritas en la sección **Bloques y Particiones**.

4.3. PESO DE EQUIPAMIENTO FIJO DE SERVICIO

Para determinar el peso muerto para propósitos de diseño, el peso del equipamiento fijo de servicio, incluyendo el máximo peso de sus contenidos, deberá ser incluido, así como como la ficha técnica proporcionada por el Proveedor, que deberá incluir como mínimo: pesos vacío y lleno, dimensiones, centro de masa, frecuencias de operación, puntos de anclaje y reacciones para cada condición.

4.4. CARGAS MÓVILES

Algunas cargas móviles bien definidas, permanentemente instaladas, es decir, ancladas a losas o paredes, en cuyo caso dichos anclajes deberán ser debidamente diseñados, podrán considerarse cargas muertas, pero deberá establecerse la envolvente de sus efectos sobre la estructura. Los impactos y aceleraciones que generen serán considerados cargas vivas.

4.5. FLUIDOS

Los fluidos que generalmente tienen pesos bien definidos podrán considerarse cargas muertas.

4.6. PANELES SOLARES

El peso de los paneles solares, sus soportes y sus componentes deben considerarse como carga muerta.

5. CARGAS VIVAS

5.1. DEFINICIÓN

Carga Viva. Una carga producida por el uso del edificio y otras estructuras la que no incluye cargas por construcción y cargas por el medio ambiente, tales como viento, lluvia, sismo, inundación o carga muerta.

Carga Viva de Techo. Una carga en el techo producida por trabajadores, equipo y materiales de mantenimiento.

5.2. CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS

5.2.1 Cargas vivas establecidas

Las cargas vivas usadas en el diseño de edificios y otras estructuras deberán ser las máximas cargas esperadas según el uso, pero en ningún caso deberán ser menor que las mínimas cargas unitarias uniformemente distribuidas establecidas en la Tabla 5.3.

5.2.2 Provisiones para particiones

En edificios de oficinas y en otros edificios en donde la ubicación de las particiones puede cambiar, disposiciones para considerar el peso de las particiones deben ser tenidas en cuenta, se muestren o no tales particiones en los planos. Las cargas por particiones, sobre la losa o piso, no deben ser menor que 0.74 kN/m^2 (75 kg/m^2).

Excepción. La carga viva por particiones puede no ser considerada cuando la mínima carga viva especificada es de 3.82 kN/m^2 (390 kg/m^2) o mayor.

5.3. CARGAS VIVAS CONCENTRADAS

Los pisos, techos y otras superficies similares deberán ser diseñadas para soportar las cargas vivas uniformemente distribuidas, prescritas en la sección 5.2 o la carga concentrada, dada en la Tabla 5.3, cualquiera que produzca el efecto más desfavorable. A menos que se especifique de otra manera, la carga concentrada deberá considerarse que está aplicada sobre una superficie de 760 mm por 760 mm y deberá ubicarse de tal manera que produzca el mayor efecto de carga en los miembros.

5.4. CARGAS EN PASAMANOS, BARANDAS, AGARRADEROS, SISTEMAS DE BARRERAS DE VEHÍCULOS Y ESCALERAS FIJAS.

5.4.1 Pasamanos y barandas.

Los sistemas de pasamanos y barandas deberán ser diseñados para resistir una solo carga concentrada de 0.93 kN (95 kg) aplicada en cualquier dirección y en cualquier punto del pasamanos o de la baranda que produzca el efecto más desfavorable en el elemento en consideración y transferir esta carga, satisfactoriamente, a través de los soportes de la estructura.

5.4.1.1 Carga uniforme.

Los sistemas de pasamanos y barandas también deberán ser diseñados para resistir cargas de 0.74 kN/m (75 kg/m) aplicadas en cualquier dirección a lo largo del pasamanos o baranda y transferir esta carga, satisfactoriamente, a los soportes de la estructura. Esta carga no es necesario que se considere que actúa de manera simultánea con la carga especificada en la Sección 5.4.1.

5.4.1.2 Agarraderos.

Los sistemas de agarraderos deberán ser diseñados para resistir una sola carga concentrada de 1.13 kN (115 kg) aplicada en cualquier dirección y punto del agarradero de tal manera que produzca el efecto más desfavorable.

5.4.1.3 Sistemas de barreras para vehículos.

Sistemas de barreras para vehículos de pasajeros deberán ser diseñados para resistir una sola carga de 2,700 kg aplicada horizontalmente en cualquier dirección del sistema de barreras y deberá tener anclajes y soportes que sean capaces de transferir competentemente esta carga a la estructura. Para el diseño de estos sistemas, la carga se supondrá que actúa a una altura entre los 500 mm y los 700 mm arriba de la superficie del piso o rampa de rodamiento, ubicada de tal manera que produzca el efecto más desfavorable, la carga deberá ser aplicada en un área que no exceda los 300 mm por 300 mm. Sistemas de barreras para vehículos en estacionamientos en donde se moverán camiones y buses deberán estar designados de acuerdo con el AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

5.4.1.4 Escaleras fijas.

Los escalones individuales de las escaleras fijas deben ser diseñadas para resistir una sola carga concentrada de 1.37 kN (140 kg) aplicada en cualquier punto de tal manera que produzca el efecto más desfavorable en el elemento que está siendo considerado.

5.5. CARGAS POR IMPACTO

5.5.1. General. Aun cuando las cargas vivas definidas en las secciones anteriores consideran cierto rango de efectos por impacto, provisiones deberán ser hechas en el diseño estructural para el uso y cargas que involucren vibraciones inusuales y fuerzas de impacto.

5.5.2. Elevadores. Todos los elementos bajo cargas dinámicas por elevadores deberán ser diseñadas siguiendo lo prescrito en el ASME A17, respecto al diseño por cargas de impacto y límites de deflexiones.

5.5.3. Maquinaria. Los incrementos en la carga viva por acciones de maquinarias capaz de generar impacto se muestran en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1. Incremento debido a la carga viva capaz de generar impacto

Vigas de puentes grúas con cabina de operación y conexiones	25 %
Vigas de puentes grúas operados por control remoto y sus conexiones	10 %
Apoyos de maquinarias livianas, movida mediante motor eléctrico o por un eje	20 %
Apoyos de maquinaria de émbolo o movida por motor a pistón, mínimo	50 %
Tensores que sirvan de apoyo a pisos o balcones suspendidos o escaleras	33 %

5.5.4. Cambios de pendiente en estacionamientos. La carga viva en circulaciones para vehículos se afectará de un factor de impacto de 1.3 en los siguientes casos: inmediatamente antes y después de cualquier cambio de pendiente, ubicados dentro de una distancia máxima de 2.5 metros; zonas con velocidad de circulación superior a 30 K/h; tramos donde se esperen colas; zonas donde se pongan reductores de velocidad. En cualquiera de estos casos se deberá hacer un plano de señalética vial, y formar parte de los planos arquitectónicos, para considerarse en la etapa de diseño

5.6. CARGAS EN ESTACIONAMIENTOS

5.6.1 Estacionamientos para vehículos de pasajeros

Pisos que se ocupen como estacionamientos o porciones de edificios que se usen como lugares de aparcamiento de vehículos automotores deberán ser diseñados para las cargas vivas que se

muestran en la Tabla 5.3 o las siguientes cargas concentradas: (1) Para estacionamientos restringidos a vehículos de pasajeros cuya capacidad no sea mayor de nueve personas, 13.34 kN (1360 kg) aplicada en un área de 115 mm por 115 mm; y (2) en estructuras con estacionamientos mecánicos sin losas que se usan para aparcar vehículos de pasajeros solamente, 10 kN (1020 kg) por rueda.

5.6.2 Estacionamientos para camiones y buses

Las cargas vivas en estacionamientos o porciones de edificios que se usen como lugares de aparcamientos de camiones y buses deberán ser diseñadas de acuerdo a las especificaciones AASHTO LRFD Bridge Design Specifications; sin embargo, las provisiones de fatiga y la tolerancia de la carga dinámica no es necesario que se apliquen.

5.7. REDUCCIÓN EN LAS CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS.

5.7.1 General

Excepto para las cargas vivas uniformemente distribuidas de techo, todas las otras cargas vivas uniformemente distribuidas, L_0 en la Tabla 5.3, se permite su reducción acorde con los requisitos de las Secciones 5.7.2 a la 5.7.5.

La fórmula para determinar la reducción de la carga viva está en función del área tributaria, A_T , y la razón entre su área de influencia, A_I , y su área tributaria en la forma del factor K_{LL} ($K_{LL} = A_I/A_T$) y se usa para definir el área de influencia de un miembro en función de su área tributaria. El área de influencia, A_I , debe entenderse como el área del piso sobre el cual la influencia de los efectos estructurales difiere significativamente de cero. Ver ASCE 7-16 C4.7.1.

Para múltiples niveles, las áreas de los miembros que soportan más de un nivel se suman.

5.7.2 Reducción en las cargas vivas uniformemente distribuidas

Considerando las limitaciones de las Secciones 5.7.3 hasta 5.7.5, los miembros para los cuales el valor de $K_{LL}A_T$ es de 37 m² o más se les permite que sean diseñados para una carga viva reducida de acuerdo con la siguiente formula:

$$L = L_0 \left(0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (5.1)$$

Tabla 5.2. Factor de carga viva por elemento, k_{LL}

Elemento	K_{LL}
Columnas interiores	4
Columnas exteriores sin losas en voladizo	4
Columnas de borde con losas en voladizo	3
Columnas en esquina con losas en voladizo	2
Columnas de borde sin losas en voladizo	2
Vigas interiores	2
Todos los otros miembros no identificados, incluyendo: Vigas de borde con losas en voladizo Vigas en voladizo Losas unidireccionales Losas bidireccionales Miembros sin provisiones para la continua transferencia del cortante normal a su claro	1

Donde:

L = Carga viva de diseño reducida por m^2 de área soportada por el miembro.

L_0 = Carga viva de diseño no reducida por m^2 de área soportada por el miembro

K_{LL} = Factor de carga viva por elemento, vea Tabla 5.2.

A_T = Área tributaria en m^2

L no deberá ser menor que $0.50 L_0$ para miembros que sostienen un piso, y L no deberá ser menor que $0.40 L_0$ para miembros que sostienen dos o más pisos.

5.7.3 Grandes cargas vivas

Las cargas vivas que excedan los 4.81 kN/m^2 (490 kg/m^2) no deberán ser reducidas.

5.7.4 Garajes para vehículos de pasajeros

Las cargas vivas no deben ser reducidas en los garajes para vehículos de pasajeros.

5.7.5 Áreas de reunión

Las cargas vivas no deben ser reducidas en áreas de reunión.

5.8. PERCEPCIÓN DE VIBRACIONES.

Estas normas no contienen prescripciones específicas para prevenir percepción de vibraciones. Quedará al criterio de cada ingeniero estructural el manejo de este aspecto

5.9. CARGAS VIVAS PARA EDIFICACIONES

5.9.1 General

Las cargas vivas para edificaciones, de acuerdo con su tipo de ocupación o uso, se indican en la Tabla

Tabla 5.3. Cargas vivas para edificaciones

Tipo de ocupación o uso	Carga uniforme, L_o , kN/m ² (Kg/m ²)	¿Se permite la reducción de la carga viva?	Carga concentrada kN (Kg)
Residencial			
Habitaciones y pasillos	1.96 (200)	Si	
Balcones	3.43 (350)	Si	
Escaleras	3.43 (350)		
Oficinas			
Oficinas	2.45 (250)	SI	8.90 (907)
Lobbies y corredores en primera planta	4.90 (500)	NO	8.90 (907)
Corredores arriba de la segunda planta	3.92 (400)	NO	8.90 (907)
Área de la cafetería	4.90 (500)	NO	
Hoteles			
Habitaciones	1.96 (200)	SI	
Servicios y áreas públicas	4.90 (500)	NO	
Educativos			
Aulas	2.45 (250)	SI	4.42 (450)
Pasillos y escaleras	4.90 (500)	NO	
Salones de lectura (biblioteca)	3.43 (350)	SI	4.42 (450)
Áreas de estantería (biblioteca)	7.16 (730)	NO	7.85 (800)
Áreas de reunión			
Escaleras	4.90 (500)		
Balcones	4.90 (500)		
Vestíbulos	4.90 (500)		
Plazas	4.90 (500)		
Salones con asiento fijo	2.94 (300)		
Salones sin asiento fijo	4.90 (500)		
Escenarios y circulaciones	7.16 (730)		
Estacionamientos			
Vehículos livianos de pasajeros	2.45 (250)	NO	Según secciones 5.6.1 y 5.6.2
Camiones y buses	Ver sección 5.6.2	-	
Instalaciones deportivas			
Zonas de circulación	4.90 (500)	NO	
Zonas de asientos fijos	3.92 (400)	NO	
Zonas sin asientos	7.84 (800)	NO	
Canchas deportivas	Ver nota (a)	-	

Almacenes			
Mayoristas	5.88 (600)	NO	800
Minoristas	4.90 (500)	NO	1200
Bodegas			
Livianas	5.88 (600)	NO	
Pesadas	11.76 (1200)	NO	
Fabricas			
Industrias livianas	5.88 (600)	NO	8.83 (900)
Industrias pesadas	11.76 (1200)	NO	13.35 (1360)
Cubiertas pesadas			
Azoteas de concreto con acceso.	1.96 (200)	NO	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas.	0.98 (100)	NO	
Azoteas con inclinación mayor de 20°.	0.74 (75) ^(b)	NO	
Azoteas usadas para jardín o reuniones.	4.90 (500)	NO	
Cubierta livianas			
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final).	0.24 (25) ^{(b),(c)}	NO	1.33 (135)

[a] Carga depende del tipo de cancha

[b] Sobre proyección horizontal

[c] Carga no reducible

Para hospitales utilizar lo establecido en la "Norma para diseño y construcción de hospitales y establecimientos de salud", 2004 (Ministerio de Salud, 2004).

5.9.2 Pasarelas o puentes peatonales

Para pasarelas o puentes peatonales, la carga viva mínima es de 4.90 kN/m² (500 kg/m²). No aplica reducción de carga viva.

5.9.3 Cargas no establecidas en la Tabla 5.3

Para cargas no contempladas en la Tabla 5.3 referirse a la Tabla 4.3-1 o Tabla C4.3-1 de ASCE/SEI 7 – 2016

6. CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

6.1. GENERAL

6.1.1 Propósito.

Este capítulo presenta los criterios para el diseño de edificios y otras estructuras bajo solicitaciones sísmicas. Las cargas sísmicas especificadas se basan en la disipación de la energía en el rango post elástico. Por lo anterior, los requisitos para el diseño, detallado, y construcción deberán ser satisfechos, aun para estructuras y miembros para los cuales las combinaciones de cargas que no incluyen cargas sísmicas indican mayores demandas que aquellas en las cuales si se incluyen las acciones por sismo.

6.2. DEFINICIONES Y SÍMBOLOS

6.2.1 Definiciones.

Las siguientes definiciones aplican a esta sección.

Falla activa: Una falla geológica que se ha determinado que es activa por el Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN) en base a datos debidamente respaldados.

Base: El nivel en el cual el movimiento sísmico se considera que se aplica en la estructura.

Cortante basal: Fuerza o cortante lateral total de diseño aplicada en la base

Edificio: Cualquier estructura cuyo uso es proporcionar albergue a ocupantes humanos

Terremoto de diseño: Los efectos sísmicos cuantificados como dos tercios de los efectos del correspondiente terremoto máximo considerado (Sismo extremo).

Terremoto máximo considerado (Sismo extremo): Los efectos del sismo más severo considerado en esta propuesta definido por aceleración pico obtenida por la media geométrica sin ajuste por riesgo.

Categoría de diseño sísmico: Una clasificación asignada a una estructura basada en su Categoría de Riesgo y la intensidad del movimiento del terremoto de diseño en un lugar.

Sistema sismo resistente: La parte del sistema estructural que ha sido considerada en el diseño que provee la resistencia requerida ante las solicitaciones sísmicas prescritas en esta propuesta.

Fuerzas sísmicas: Las fuerzas consideradas en esta propuesta, relacionadas a la respuesta estructural ante las excitaciones sísmicas, a ser usadas en el diseño de la estructura y sus componentes.

6.2.2 Símbolos.

E = efectos de las fuerzas horizontales y verticales inducidas por el sismo.

- F_n = coeficientes de sitio para diferentes periodos espectrales.
- g = aceleración debido a la gravedad.
- I_e = el Factor de Importancia.
- S_{a1} = aceleración espectral, al 5% de amortiguamiento, para el periodo espectral de 1 segundo del Terremoto de Diseño.
- S_n = aceleración espectral, al 5% de amortiguamiento, para diferentes periodos espectrales del Terremoto Máximo Considerado (Sismo extremo) obtenida del estudio de amenaza sísmica.
- S_{Dn} = aceleración espectral, al 5% de amortiguamiento, para diferentes periodos espectrales del Terremoto de Diseño.
- S_{Dv} = aceleración espectral, al 5% de amortiguamiento, de la componente vertical del Terremoto de Diseño.
- S_{DS} = aceleración espectral, al 5% de amortiguamiento, para el periodo corto del Terremoto de Diseño.
- S_{D1} = aceleración espectral, al 5% de amortiguamiento, para el periodo largo del Terremoto de Diseño.
- S_{Mn} = aceleración espectral, al 5% de amortiguamiento, para diferentes periodos espectrales del Terremoto Máximo Considerado (Sismo extremo) ajustado por los efectos de sitio.
- T = periodo fundamental del edificio.
- V = fuerza lateral de diseño total o fuerza cortante total en la base.

6.3. VALORES QUE CUANTIFICAN EL MOVIMIENTO DEL TERRENO.

6.3.1 Fallas cercanas

Dado que la peligrosidad sísmica superficial de El Salvador ha sido determinada en base a la integración conjunta de la proyección de fallas geológicas locales como sismicidad distribuida sobre sectores de la cadena volcánica, es menester considerar el efecto de falla cercana.

Tomando las consideraciones para el modelamiento de la influencia sísmica concéntrica alrededor de la falla se estima que los lugares que cumplan cualquiera de estas dos condiciones deberán considerarse ubicados en la vecindad de una falla geológica:

- a) 15 km de la proyección en superficie de una falla activa conocida (o utilizada en el cálculo de la peligrosidad sísmica) capaz de producir eventos sísmicos con una magnitud momento **arriba de 7.0**
- b) 10 km de la proyección en superficie de una falla activa conocida (o utilizada en el cálculo de la peligrosidad sísmica) capaz de producir eventos sísmicos con una magnitud momento **arriba de 6.5**

Considerando las excepciones siguientes:

1. Fallas con una estimación de tasa de actividad a lo largo de la falla (menor a los 1 mm/año) no debiesen ser consideradas.
2. La proyección en superficie de las fallas geológicas no debiese incluir porciones localizadas a profundidades mayores o iguales a los 10 km. Por lo que habría que truncar la menor profundidad sismogénica de las fallas utilizada en el cálculo; y hacer la proyección con sólo los 10 km.

Se identifican un total de 14 líneas de fallas geológicas locales con potencial sísmico, que influyen directamente al territorio salvadoreño. Éstas han sido utilizadas en el cómputo de la amenaza sísmica y truncadas para determinar su recurrencia a partir de una magnitud de 6.5, logrando así evitar la duplicidad de la amenaza con el aporte de la sismicidad suavizada colindante.

A continuación, se muestran los parámetros focales como las tasas de actividad en mm/año de las 14 fallas geológicas; donde éstas últimas han sido asignadas bajo el concepto de máxima verisimilitud, de acuerdo a las tasas de actividad máximas probables determinadas por diferentes investigadores sobre dichas fallas. Asimismo, se ha evitado la incorporación directa de tasas de actividad producto de mediciones GPS, debido a que representan valores muy altos asociados a probabilidades muy bajas de ocurrencia.

Tabla 6.1 Parámetros focales de las 14 fallas geológicas asignadas bajo el concepto de máxima verisimilitud

ID	Nombre	Buzamiento (Dip) en grados	Deslizamiento (Rake) en grados	Tasa de actividad estimada (mm/año)	Longitud de la falla en Km	Menor profundidad sismogénica en Km	Fuente bibliográfica
1	Jalpatagua	90	180	7.1	41.57	17	Garnier et al. 2020
2	Zacamil	70	-90	1.0	14.61	9.86	Styron et al. 2020
3	Ipala	50	-90	1.55	27.40	12.18	Styron et al. 2020
4	Metapán	50	-90	0.77	29.30	12.77	Styron et al. 2020
5	Ocatepeque	50	-90	0.77	46.56	17.39	Styron et al. 2020
6	Coatepeque	80	180	1.0	19.10	10.55	Alonso-Henar et al. 2014
7	Guaycume	80	180	3.0	25.26	12.71	Martínez-Díaz et al. 2016
8	San Vicente	85	180	4.0	20.69	11.25	Canora et al. 2010
9	Apastepeque - Pulguero	70	180	3.0	23.64	11.61	Alonso-Henar et al. 2014
10	El Triunfo	70	180	4.6	31.05	13.91	Alonso-Henar et al. 2014
11	San Miguel	85	180	1.0	36.17	16.33	Staller et al. 2016
12	Intipucá	70	-90	1.0	27.67	15.76	Alonso-Henar et al. 2014
13	Erandique	50	-90	0.15	35.57	14.54	Styron et al. 2020
14	San Juan	50	-90	0.15	48.16	17.79	Styron et al. 2020

A continuación, se presenta una figura mostrando las 14 fallas geológicas con su número correlativo (encerrado en un cuadro, de acuerdo a la tabla) y la estimación de su tasa de actividad máxima probable, la cual fue utilizada en la evaluación de la amenaza sísmica probabilística.

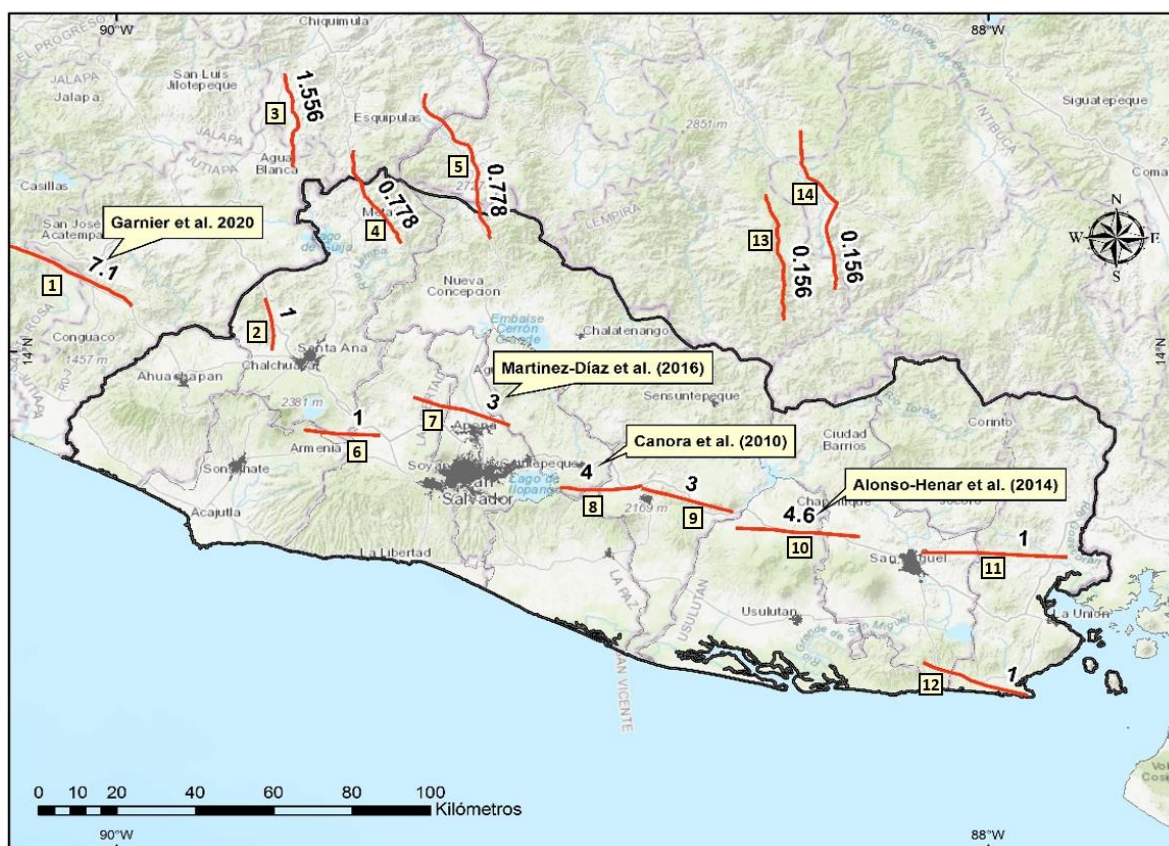


Figura 6.1 Las 14 fallas geológicas que fueron utilizadas en la evaluación de la amenaza sísmica probabilística.

6.3.2 Aceleraciones del terreno y aceleraciones espectrales del Terremoto máximo considerado (Sismo Extremo)

El espectro del Terremoto máximo probable (Sismo extremo), obtenido del análisis de amenaza sísmica, es de tipo multi-periodo cuyo perfil se presenta en la Figura 6.2.

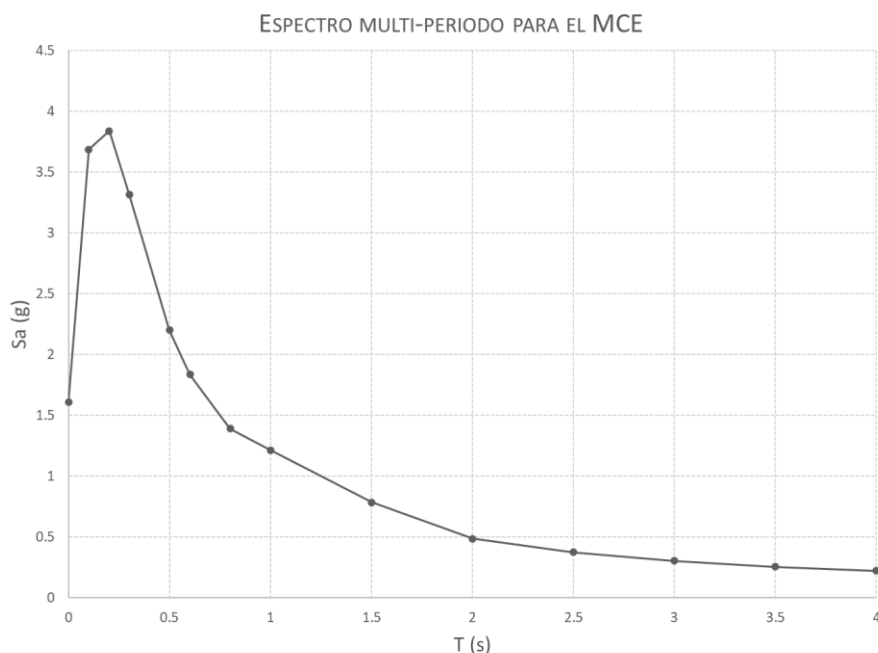


Figura 6.2. Esquema del espectro del Terremoto máximo probable (Sismo extremo)

Las aceleraciones espectrales del terreno S_n , donde $n = 1$ hasta 14, correspondientes a los periodos espectrales $T_1 = 0$, $T_2 = 0.1s$, $T_3 = 0.2s$, $T_4 = 0.3s$, $T_5 = 0.5s$, $T_6 = 0.6s$, $T_7 = 0.8s$, $T_8 = 1.0s$, $T_9 = 1.5s$, $T_{10} = 2.0s$, $T_{11} = 2.5s$, $T_{12} = 3.0s$, $T_{13} = 3.5s$ y $T_{14} = 4.0s$, serán proporcionados por el MARN y se podrán obtener para cualquier punto de interés en el país accediendo a la dirección electrónica que ese mismo ministerio habilitará oportunamente, en donde, introduciendo las coordenadas del emplazamiento se presentarán los valores deseados.

6.3.3 Tipos de suelos

En base a las propiedades de los suelos, éstos pueden ser clasificados en los tipos de suelos A, B, BC, C, CD, D, DE, E o F, de acuerdo a lo expuesto en el documento llamado “Generación de mapa de velocidades promedio a 30 metros de profundidad (V_{s30}) de El Salvador”, desarrollado por investigadores del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN). Cabe destacar, que durante el proceso de recopilación de información y generación del mapa no se encontraron sitios íntegros con columnas de suelo clasificados como del tipo A y B. Por lo que, los productos de factores de amplificación fueron derivados a partir del tipo de suelo BC.

Este documento se apega en su mayoría a los lineamientos y descripciones del capítulo 20 del ASCE 7-16 y NEHRP 2016 y 2020; con la variante que en esta ocasión se proporciona mayor información sobre los tipos de suelos que podrían encontrarse en el país y se encasillan de

acuerdo a la clasificación estándar. En la siguiente tabla se muestra la clasificación de suelos según NEHRP 2020 junto a las reclasificaciones hechas por el MARN.

Tabla 6.2 Clasificación de suelos según NEHRP 2020 junto a las reclasificaciones hechas por el MARN

No	Reclasificación de Clases de Suelo					Criterio Geotécnico (prom. de 30 m superiores)		
	Tipo Clase 2016 NEHRP	Tipo Clase 2020 NEHRP	Descripción general	Descripción detallada	Productos volcánicos predominantes en columnas de suelos, según geólogos del MARN	Vs (m/s)		Vs (m/s) Media GM
1	A	A	Roca dura	Roca dura	Lavas sanas (Andesíticas o Basálticas)	>	1500	
2	B	B	Roca media	Roca media	Lavas semi-fracturadas, Flujo de detritos con clastos lávicos, Lahares cementados con clastos lávicos, Avalancha de escombros		910	1500
3		BC	Roca blanda	Roca blanda	Lavas fracturadas meteorizadas, Rocas Dacíticas, Lahares con escorias y fragmentos lávicos, Depósito de flujos piroclásticos, ej.: Boquerón (G1)		640	910
4	C	C	Suelo duro	Suelo muy denso o arcilla dura.	Lavas fracturadas bien meteorizadas, Ignimbritas máficas meteorizadas, Lahares con escorias, Tobas aglomeradas, Tobas inferiores (Productos antiguos de TB4 de la caldera de Ilopango)		440	640
5		CD	Suelo medio duro	Suelo de arena densa o arcilla muy rígida.	Coluvios en profundidad, Sedimentos Aluviales, Lahares meteorizados, Ignimbritas de Boquerón (G2), Tobas Superiores en profundidad (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango)		300	440
6	D	D	Suelo poco duro	Suelo de arena medianamente densa o suelo arcilloso rígido	Tobas Superiores superficiales (Productos antiguos de TBJ de la caldera de Ilopango)		210	300
7		DE	Suelo blando	Suelo de arena suelta o suelo arcilloso medio rígido	Tierra Blanca Joven proximal en profundidad, Lahares bien meteorizados		150	210
8	E	E	Suelo muy blando	Suelos de arena muy suelta o suelo arcilloso blando	Rellenos no compactados, Suelos orgánicos, Sedimentos fluviales o retrabajados de grano fino y Suelos bien meteorizados con arcillas blandas	<	150	
9	F	F	Suelos que requieren análisis de respuesta de sitio					

En ese documento se abarca la metodología para la generación de un mapa de velocidades de corte promedio a 30 metros de profundidad de El Salvador, el cual se asocia a una estimación robusta de los efectos de amplificación del suelo, convirtiéndose en una herramienta importante para propósitos de clasificación de tipos de suelo a nivel nacional. Se pretende que este mapa funcione como un diferenciador geográfico de tipos de suelo y que, de manera general, ayude al usuario a agrupar geométricamente aquellos estratos de suelo que podrían tener un comportamiento homogéneo frente al paso y propagación de ondas sísmicas a lo largo de sus subunidades.

Es importante mencionar, que cuando las propiedades de los suelos encontradas en el campo, no se conozcan con suficiente detalle para determinar el tipo específico (a través de los estudios de suelo específicos en el lugar donde se emplazará la estructura) y no sean compatibles con las proporcionadas por el mapa general de Vs30, un laboratorio de suelos deberá hacer tal clasificación y dar recomendaciones pertinentes cuando se crea que se está ante dos posibles clasificaciones. Sin embargo, será el diseñador estructural el responsable de

avalar este dictamen. Si existiese alguna duda de la clasificación asignada por el laboratorio de suelos, el diseñador estructural solicitará estudios adicionales para garantizar la clasificación previamente asignada.

Comentarios sobre mapa general de Vs30

Este mapa fue desarrollado mediante la búsqueda y recopilación de información relacionada principalmente en valores de velocidad de corte medidos directamente en pozos de perforación (realizadas por MARN, MOP, OPAMSS, CEL y empresas privadas), acompañada de información geológica en profundidad, estudios de microtrepidación, información litológica en superficie (afloramientos) en algunos sectores a nivel nacional suministrada por geólogos que han trabajado para la caracterización vulcanológica del país, y otros estudios de investigación afines a este mismo tema. Dentro de la información recopilada, fue evidente la calidad de la misma, la cual se tomó en consideración al momento de ser utilizada.

Finalmente, se procede a la generación de un modelo estadístico espacial que represente de manera óptima un mapa, que registre los valores de Vs30 a nivel nacional, el cual será traducido de acuerdo a los rangos de velocidades establecidos en la clasificación de tipos de suelos según la NEHRP 2020. Estos modelos se basarán en la utilización de herramientas de aprendizaje supervisado (*machine learning*) manejando como variable objetivo el valor numérico de Vs30 (problema de regresión), o bien considerando variables categóricas como las clases de tipo de suelo, según la NEHRP 2020 (problema de clasificación). Se aplicarán las técnicas de los algoritmos de *Random Forest* con Predicción espacial (Rfsp) y la Técnica de redes de neuronas artificiales.

A continuación, se muestra el mapa de tipos de suelo obtenido durante este proceso junto a la información en campo utilizada para su generación.

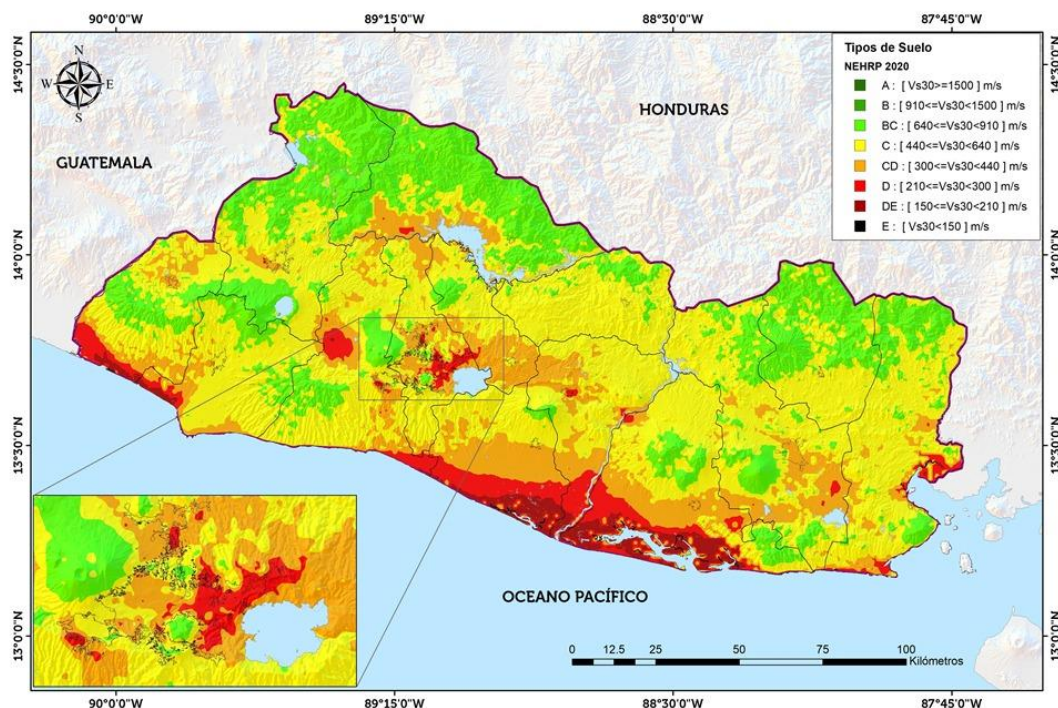


Figura 6.3 Mapa de tipos de suelo

6.3.4 Coeficientes de sitio y Parámetros de aceleración espectral del Terremoto máximo considerado (sismo extremo)

Los parámetros de las aceleraciones espectrales del Terremoto máximo (Sismo extremo) considerado incluyendo los efectos de suelo (S_{Mn}) para los diferentes periodos espectrales deberán ser determinados por la siguiente ecuación:

$$S_{Mn} = F_n S_n \quad (6.1)$$

En donde los coeficientes de sitio F_n , con n desde 1 hasta 14, están definidos en las tablas 8.2.1 hasta 8.2.14, respectivamente; contenidas en el documento llamado: “Modelos analíticos para análisis de respuesta de sitio a nivel nacional y 16 sitios específicos”, desarrollado por investigadores del Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN).

Ese documento comprende el procedimiento relacionado a la generación de modelos analíticos-teóricos para el análisis de respuesta de sitio, tanto a nivel nacional como en 16 sitios específicos del territorio correspondientes a pozos perforados, bajo un enfoque equivalente-lineal de simulaciones en perfiles unidimensionales estocásticos, donde se propaguen ondas sísmicas a lo largo de una columna de suelo (compatibles con los niveles de intensidad obtenidos del estudio probabilístico de amenaza sísmica de El Salvador), considerando tanto el

comportamiento dinámico y no-lineal de sus unidades como el tratamiento de la incerteza aleatoria derivada de la variación de las propiedades estáticas y dinámicas de los suelos, vía simulaciones Monte Carlo.

Finalmente, se efectuó la generación de diferentes relaciones de factores de amplificación con los niveles de intensidad sísmica en roca; de los cuales se podrán derivar factores de amplificación conservadores para cada período estructural, logrando una coherente integración (convolución) de la evaluación de la respuesta de sitio con la amenaza sísmica en roca, y consecuentemente estimar la amenaza sísmica en superficie. Lo anterior, se realizó para los seis tipos de suelo (BC, C, CD, D, DE, E) con respuesta sísmica homogénea encontrados en El Salvador, los cuales fueron identificados en el documento llamado: “Generación de mapa de velocidades promedio a 30 metros de profundidad (Vs30) de El Salvador”.

6.3.5 Parámetros de aceleración espectrales de diseño

Los parámetros de las aceleraciones espectrales de diseño S_{Dn} , con $n = 1$ hasta 14, serán obtenidas de la ecuación 2.2 para cada periodo espectral, como se muestra:

$$S_{Dn} = (2/3)S_{Mn} \quad (6.2)$$

6.3.6 Espectro de diseño multi-periodo

Debido a que se usa como base un espectro multi-periodo, el espectro de diseño se creará uniendo las aceleraciones espectrales correspondientes a los diferentes periodos espectrales, S_{Dn} , como se muestra en la Figura 6.4.

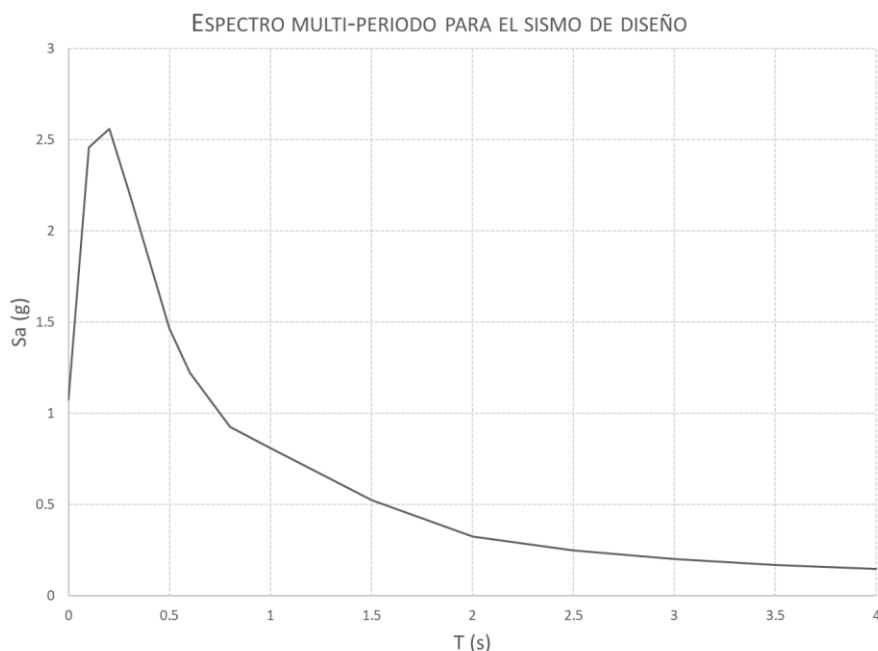


Figura 6.4. Esquema del espectro de diseño

6.3.7 Espectro de respuesta del terremoto máximo considerado incluyendo los efectos de sitio

Cuando se necesite el espectro de respuesta del Terremoto máximo considerado (Sismo extremo) incluyendo los efectos de sitio éste será determinado multiplicando el espectro de diseño por 1.5.

6.3.8 Espectro de diseño de dos periodos

Aun cuando el espectro multi-periodo es el espectro que se sugiere utilizar para cualquiera de los procesos de diseño, siempre está la alternativa del espectro de dos periodos, el cual se forma utilizando una aceleración espectral para periodos cortos y otra para periodos largos. Este espectro de dos periodos es el que se podrá utilizar solamente en el caso del método de diseño de la Fuerza Lateral Equivalente (FLE) establecido en la sección 7.11.1 y capítulo 8. Las dos ordenadas espectrales se podrán calcular de la siguiente manera:

Aceleración espectral de diseño para periodos cortos (S_{DS}):

$$S_{DS} = \text{Max} (0.9 \times S_a[0.2s \leq T \leq 5s]) \quad (6.3)$$

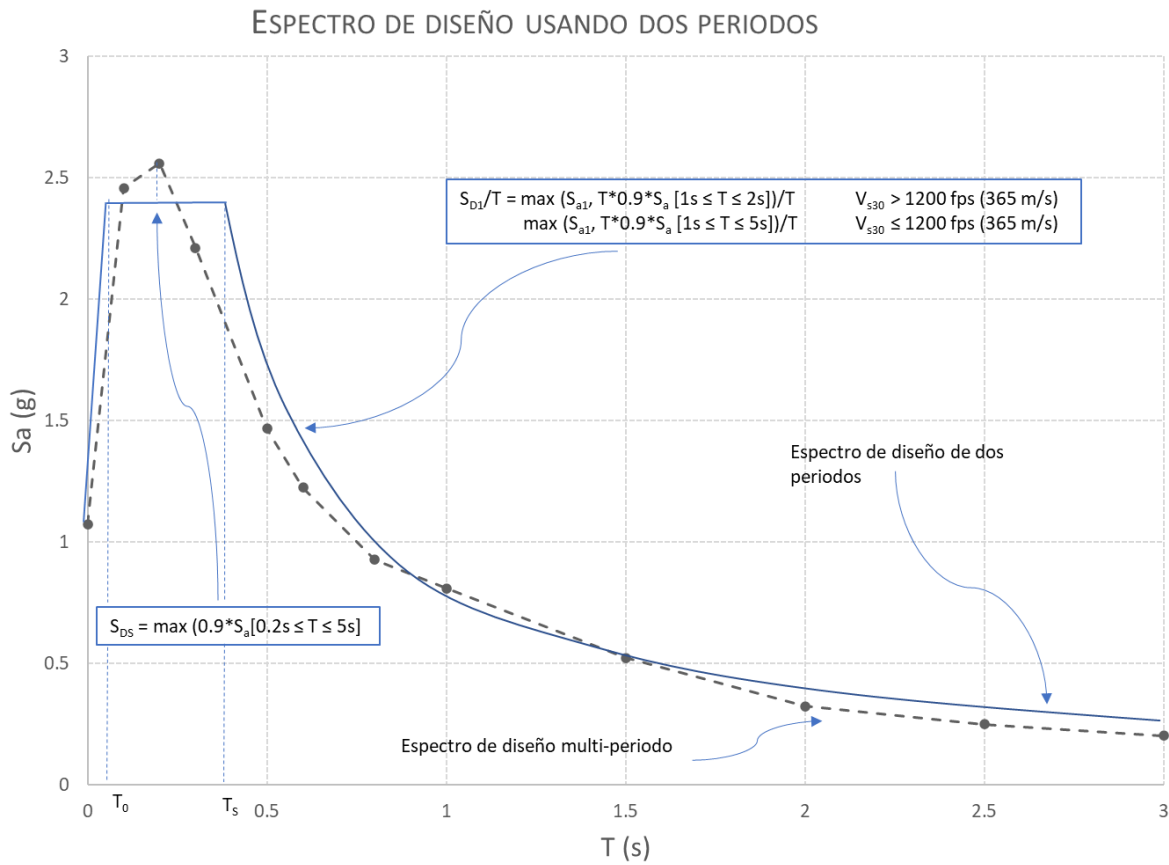
Aceleración espectral de diseño para periodos largos (S_{D1}):

Para suelos con velocidades de ondas de corte (V_{s30}) mayores que 1200 fps (365 m/s):

$$S_{D1}/T = \text{Max}(S_{a1}, T \times 0.9 \times S_a[1s \leq T \leq 2s]) / T \quad (6.4)$$

Para suelos con velocidades de ondas de corte (V_{s30}) menores o iguales que 1200 fps (365 m/s):

$$S_{D1}/T = \text{Max}(S_{a1}, T \times 0.9 \times S_a[1s \leq T \leq 5s]) / T \quad (6.5)$$



Donde:

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

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

Para una certera selección de las aceleraciones espectrales de este tipo de espectro, el MARN habilitará una dirección electrónica, en donde, introduciendo las coordenadas del punto de interés se presentarán los valores deseados

Considerando T como el periodo fundamental de la estructura, el espectro de diseño de dos periodos se elaborará de la siguiente manera:

Para periodos menores que T_0 , las aceleraciones espectrales de diseño, S_a , deben ser calculadas usando la siguiente formula:

$$S_a = S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (6.6)$$

Para periodos mayores o iguales a T_0 , pero menores o iguales que T_s , las aceleraciones espectrales de diseño, S_a , deberán ser tomadas iguales a S_{DS} .

Para periodos mayores que T_s las aceleraciones espectrales de diseño, S_a , deben ser calculadas usando la siguiente formula:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad (6.7)$$

6.3.9 Factor de importancia y Categoría de riesgo

Los Factores de Importancia, I_e , y las Categorías de Riesgo están definidos en la sección 2.2.

6.3.10 Categoría de Diseño Sísmico

Las Categorías de Diseño Sísmico proveen un medio para incrementar progresivamente desde procedimientos de construcción y diseño simples y fácilmente ejecutables, hasta requerimientos más sofisticados, detallados y costosos a medida que tanto el nivel de amenaza sísmica y de las consecuencias de falla se incrementan.

En este respecto, las Categorías de Diseño Sísmico desempeñan una de las funciones de la zonificación sísmica empleadas anteriormente; sin embargo, las Categorías de Diseño Sísmico también dependen del uso de las estructuras y, por lo tanto, su desempeño esperado. Aún más, diferente al empleo tradicional de las zonas sísmicas, el movimiento del terreno utilizado para definir las Categorías de Diseño Sísmico incluye los efectos de sitio en la intensidad de la sacudida.

A excepción del menor de nivel de amenaza sísmica (Categoría de Diseño Sísmico A), las Categorías de Diseño Sísmico dependen también de las Categorías de Riesgo, además del movimiento del terreno. Para un nivel dado de una sacudida, la Categoría de Diseño Sísmico es una categoría mayor para las estructuras con Categoría de Riesgo IV que para las estructuras con una categoría de riesgo menor. Esta clasificación tiene la intención de incrementar la confianza de que los requisitos para el diseño y construcción pueden producir el desempeño esperado en el caso de un evento extremo. Nótese que las tablas en el documento están a nivel del sismo de diseño, definido como los dos tercios del MCE.

En resumen, a nivel del MCE, las estructuras con Categorías de Diseño Sísmico A no debería experimentar movimientos que son normalmente destructivos para los sistemas estructurales, sin embargo, los sismos de nivel de MCE para estructuras con Categorías de Diseño Sísmico D pueden destruir estructuras vulnerables.

La característica de una sacudida en un radio de unos pocos kilómetros de una falla puede ser diferente a la del movimiento en sitios más alejados. Por ejemplo, algunos movimientos del terreno cercanos a la falla tienen pulsos fuertes de velocidad, relacionados con los efectos de direccionalidad de la ruptura, que tienden a ser altamente destructivos para las estructuras irregulares, aun si éstas están bien diseñadas. Para el tipo de uso ordinario, la frontera entre las Categorías de Diseño Sísmico D y E se fija de tal manera que defina sitios con alta probabilidad de estar lo suficientemente cercano a una falla en los cuales estos movimientos inusuales del terreno pueden presentarse. Los criterios de diseño adicionales impuestos en las Categorías de Diseño Sísmico E y F tienen la intención específica de proveer un desempeño aceptable cuando ocurren estos movimientos muy intensos en sitios cercanos a fallas.

Para la mayoría de los edificios, las Categorías de Diseño Sísmico se determinan sin considerar el periodo de éstos. Se asigna una Categoría de Diseño Sísmico a las estructuras en base a la condición más severa de las aceleraciones de periodo corto y de periodo largo. Esto se hace así por varias razones. Tal vez la más importante de éstas es que es usualmente difícil evaluar con precisión el periodo de una estructura usando los procedimientos comunes contenidos en las normas. Otra razón es el deseo de simplificar las regulaciones de construcción estableciendo que todos los edificios en un tipo de perfil de suelo dado en una región en particular se les asigne la misma Categoría de Diseño Sísmico, sin importar la tipología estructural. Esta clasificación tiene la ventaja de permitir una regulación uniforme en la selección del sistema que resiste las fuerzas de sismo, los requisitos de inspección y pruebas, requisitos de diseño sísmico para componentes no estructurales, y aspectos similares del proceso de diseño regulados en base a los Categorías de Diseño Sísmico.

Entonces, las estructuras deben ser diseñadas de acuerdo con su Categoría de Diseño Sísmico como se define en esta sección.

Estructuras con Categorías de Riesgo I, II y III ubicadas en donde el parámetro de aceleración espectral mapeado (obtenido directamente del estudio de amenaza para el Terremoto Máximo Considerado) correspondiente al periodo espectral de 1 segundo, S_1 , sea igual o mayor a 0.75 serán asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico E. Estructuras con Categoría de Riesgo IV ubicadas en donde el parámetro de aceleración espectral mapeado (obtenido directamente del estudio de amenaza para el Terremoto Máximo Considerado) correspondiente al periodo espectral de 1 segundo, S_1 , sea igual o mayor a 0.75 serán asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico F. Todas las otras estructuras se les asignará su Categoría de Diseño Sísmico en base a su Categoría de Riesgo y los parámetros de aceleración espectral del espectro de diseño, S_{DS} y S_{D1} . Cada edificio y estructura se le asignará la Categoría de Diseño Sísmico más severa en base a la Tabla 6.3 y Tabla 6.4 sin importar T , el periodo fundamental de la estructura.

Tabla 6.3 Categoría de Diseño Sísmico en base a los parámetros de aceleración para periodo corto.

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

Tabla 6.4 Categoría de Diseño Sísmico en base a los parámetros de aceleración para periodo largo.

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

6.4. COMPONENTE VERTICAL DEL SISMO DE DISEÑO

Si la opción de incorporar los efectos de la componente vertical del movimiento del terreno se necesita ésta podrá ser calculada de la siguiente manera:

$$S_{DV} = 0.2 S_{DS} \quad (6.3)$$

$$E_V = S_{DV} D \quad (6.4)$$

Donde:

S_{DS} = Parámetro de aceleración espectral de diseño para periodo corto obtenido en la sección 6.3.8.

D = Carga muerta.

7. REQUERIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS

7.1. BASES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

En este capítulo se prescriben los requerimientos de diseño para estructuras de edificios que estarán sometidas a la acción de sismo. La estructura del edificio debe incluir sistemas resistentes a fuerzas verticales y horizontales completos, que posean la resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía adecuadas para resistir los efectos del terremoto de diseño dentro de los límites prescritos de deformación.

Debe suponerse que los movimientos del terreno de diseño pueden ocurrir a lo largo de cualquier dirección horizontal de la estructura del edificio. La conformidad de los sistemas estructurales debe demostrarse por medio de la construcción de un modelo matemático y su evaluación ante los efectos del movimiento del terreno de diseño. Las fuerzas sísmicas de diseño y su distribución en la altura del edificio deben definirse conforme a uno de los procedimientos aplicables que se indican en la sección 7.11, y deben determinarse las correspondientes fuerzas internas y deformaciones en los miembros de la estructura.

7.2. DEFINICIONES Y SÍMBOLOS

7.2.1 Definiciones.

Altura estructural. Distancia vertical desde la base hasta el nivel más alto del sistema resistente a fuerzas sísmicas de la estructura. Para techos inclinados, la altura estructural se mide desde la base hasta la altura promedio del techo.

Base. Nivel al cual se considera que los movimientos sísmicos horizontales del terreno se transmiten a la estructura.

Estructura tipo péndulo invertido. Estructura en la que más del **50%** de su masa se encuentra concentrada en la parte superior de una estructura esbelta en voladizo y en la que la estabilidad de la masa en la parte superior de la estructura se basa en la restricción rotacional existente en la parte superior del elemento en voladizo.

Colector. Elemento de borde de un diafragma o de una pared de cortante paralelo a la carga aplicada que recoge y transfiere fuerzas cortantes del diafragma a los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas o distribuye fuerzas dentro del diafragma o de la pared de cortante.

Deck metálico. Perfil de lámina delgada de acero que sirve como cubierta o como encofrado.

Diafragma. Techo, piso, membrana o sistema de arriostramiento que se encarga de transferir las fuerzas laterales a los elementos resistentes verticales.

Marco resistente a momento o marco no arriostrado. Un marco en el cual sus miembros (vigas y columnas) y uniones resisten las fuerzas laterales por flexión a lo largo de los ejes de los miembros. Los marcos de momento se clasifican, dependiendo de los requerimientos de detallado, como sigue:

- Marco resistente a momento ordinario. OMF.
- Marco resistente a momento intermedio. IMF.
- Marco resistente a momento especial. SMF

Marco arriostrado. Es un marco compuesto por vigas, columnas y arriostramientos (o riostras) que esencialmente se constituye en una armadura vertical.

Marco arriostrado concéntrico. CBF. Es un marco arriostrado en el que sus miembros se encuentran sometidos primordialmente a fuerzas axiales. Dependiendo de los requerimientos de detallado, se clasifican como sigue:

- Marco arriostrado concéntrico ordinario. OCBF.
- Marco arriostrado concéntrico especial. SCBF.

Marco arriostrado excéntrico. EBF. Es un marco diagonalmente arriostrado en el cual al menos un extremo del arriostramiento se une a una viga a una corta distancia de una viga – columna o de otro arriostramiento diagonal.

Marco espacial. Sistema estructural en tres dimensiones compuesto por miembros interconectados, típicamente vigas y columnas, sin paredes portantes. Tales sistemas son capaces de proporcionar resistencia a fuerzas sísmicas cuando son diseñados con tal objetivo.

Pared de carga o pared portante. Pared que resiste cargas verticales considerables en adición a su peso propio.

Pared de corte. Pared portante o no portante diseñada para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano de la misma.

Pared estructural. Pared que cumple con las definiciones de pared de carga o pared de corte.

Pared no estructural. Cualquier pared que no sea pared de carga o pared de corte.

7.2.2 Símbolos.

C_d	Factor de amplificación de deflexiones.
h_n	Altura estructural.
R	Factor de modificación de respuesta.
ρ	Factor de redundancia.
Ω_0	Factor de sobre-resistencia.

7.3. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

Los sistemas estructurales resistentes a fuerzas verticales y horizontales deben clasificarse, en conformidad con la sección 7.3.1, en alguna de las tipologías que se especifican en la Tabla 7.1.

En esta misma tabla se especifican los valores de R , Ω_0 y C_d ; las limitaciones del sistema estructural atendiendo a su Categoría de Diseño Sísmico y las referencias a las normativas donde se especifican las características de detallado del sistema. Se incluyen entre paréntesis los límites de la altura estructural, h_n , en metros.

Se permite combinar sistemas estructurales, en distintas direcciones o en la misma dirección, atendiendo a las disposiciones de la sección 7.3.2 y 7.3.3. Los requisitos específicos adicionales de los sistemas estructurales se prescriben en la sección 7.3.4.

Pueden utilizarse sistemas estructurales distintos a los especificados en el apartado 7.3.1 y en la tabla 7.1, si tales sistemas se encuentran considerados en la tabla 12.2-1 del ASCE/SEI 7-16 y siempre que se cumplan con los requerimientos allí especificados. Otros sistemas estructurales alternativos deben justificarse apropiadamente ante la Autoridad Competente en el área de emisión de normativas y reglamentos de construcción, previo dictamen de la Comisión Rectora Permanente para las Edificaciones Sismo Resistentes.

7.3.1 Sistemas estructurales.

Sistema S1. Sistema de marcos resistente a momento. Estructura formada por marcos resistente a momento que resisten la totalidad de las cargas verticales y que además proveen toda la resistencia a fuerzas sísmicas.

Sistema S2. Sistema de paredes estructurales. Estructura formada por paredes estructurales que resisten todas o casi todas las cargas verticales y que además proveen toda la resistencia a fuerzas sísmicas.

En este sistema la carga vertical que no es resistida por las paredes estructurales puede estar soportada por marcos que no tienen una función sismorresistente.

Sistema S3. Sistema combinado. Sistema estructural con un marco espacial esencialmente completo que resiste todas o casi todas las cargas verticales. La resistencia a fuerza sísmica es proporcionada por paredes de corte o por marcos arriostrados.

Es importante resaltar que en este sistema las cargas verticales son resistidas principalmente por columnas.

Sistema S4. Sistema dual. Sistema estructural con un marco espacial esencialmente completo que resiste todas o casi todas las cargas verticales. La resistencia sísmica es proporcionada por marcos de momento y paredes de cortante o marcos arriostrados.

La diferencia fundamental entre el sistema dual y el sistema combinado es que los marcos de momento deben ser capaces de resistir fuerzas sísmicas.

Sistema S5. Sistema de columnas en voladizo. Sistema estructural en el que la resistencia sísmica se proporciona enteramente por columnas que actúan como voladizos desde la base.

Estas estructuras poseen redundancia y sobre-resistencia limitadas y concentran la acción inelástica en sus bases. En consecuencia, poseen una capacidad de disipación de energía sustancialmente menor que la de otros sistemas.

Tabla 7.1. Coeficientes de diseño y factores para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas. *

Sistema resistente a fuerzas sísmicas	Ref.	R	Ω_0	C_d	Limitaciones del sistema en función de la Categoría de Diseño Sísmico. Límites de h_n (m)					
					B	C	D	E	F	

S1. Sistema de marcos resistentes a momento.

Marcos resistentes a momento de acero especiales.	A	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
Marcos resistentes a momento de acero intermedios.	A	4½	3	4	NL	NL	10	NP	NP	
Marcos resistentes a momento de acero ordinarios.	A	3½	3	3	NL	NL	NP	NP	NP	
Marcos resistentes a momento de concreto reforzado especiales.	C	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
Marcos resistentes a momento de concreto reforzado intermedios.	C	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP	
Marcos resistentes a momento de concreto reforzado ordinarios.	C	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP	

S2. Sistema de paredes estructurales.

Paredes de corte de concreto reforzado especiales.	C	5	2½	5	NL	NL	48	48	30	
Paredes de corte de concreto reforzado ordinarias.	C	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP	
Paredes de corte de mampostería reforzada especiales.	M	5	2½	3½	NL	NL	48	48	30	
Paredes de corte de mampostería reforzada intermedias.	M	3½	2½	2¼	NL	NL	NP	NP	NP	
Paredes de corte de mampostería reforzada ordinarias.	M	2	2½	1¾	NL	48	NP	NP	NP	

S3. Sistema combinado.

Marcos arriostrados de acero excéntricos.	A	8	2	4	NL	NL	48	48	30	
Marcos arriostrados de acero concéntricos especiales.	A	6	2	5	NL	NL	48	48	30	
Marcos arriostrados de acero concéntricos ordinarios.	A	3¾	2	3¾	NL	NL	10	10	NP	
Paredes de corte de concreto reforzado especiales.	C	6	2½	5	NL	NL	48	48	30	
Paredes de corte de concreto reforzado ordinarias.	C	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP	
Paredes de corte de mampostería reforzada especiales.	M	5½	2½	4	NL	NL	48	48	30	
Paredes de corte de mampostería reforzada intermedias.	M	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP	
Paredes de corte de mampostería reforzada ordinarias.	M	2	2½	2	NL	48	NP	NP	NP	

S4. Sistema Dual.

Marcos arriostrados de acero excéntricos.	A	8	2½	4	NL	NL	NL	NL	NL	
Marcos arriostrados de acero concéntricos especiales.	A	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
Paredes de corte de concreto reforzado especiales.	C	7	2½	5½	NL	NL	NL	NL	NL	
Paredes de corte de mampostería reforzada especiales.	M	5½	3	5	NL	NL	NL	NL	NL	

S5. Sistema de columnas en voladizo.

Columnas de acero especiales.	A	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10	
Columnas de acero ordinarias.	A	1¼	1¼	1¼	10	10	NP	NP	NP	
Columnas de concreto reforzado especiales.	C	2½	1¼	2½	10	10	10	10	10	
Columnas de concreto reforzado intermedias.	C	1½	1¼	1¼	10	10	NP	NP	NP	

A Referencia a norma de acero.

C Referencia a norma de concreto.

M Referencia a norma de mampostería.

NL

No tiene limitaciones.

NP

No es permitido.

* Para otro tipo de estructuras diferentes a las de edificios deberá referirse al capítulo 15 del ASCE/SEI 7-16

7.3.2 Sistemas estructurales.

Se permite utilizar diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas a lo largo de cada uno de los dos ejes ortogonales de la estructura. En este caso, deberán aplicarse los coeficientes R , C_d y Ω_0 y las limitaciones estructurales indicadas en la Tabla 7.1 que corresponden a cada sistema.

Al respecto deberá tenerse especial seguimiento al uso del factor Ω_0 , ya que de acuerdo al código de diseño del material empleado se deberá ser coherente en su selección, como, por ejemplo, el ACI 318 y el AISC 341.

7.3.3 Combinación de sistemas estructurales en la misma dirección.

En donde se utilicen combinaciones de diferentes sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en una misma dirección, exceptuando sistemas duales, deben aplicarse las limitaciones más rigurosas de los sistemas estructurales utilizados. Deben además cumplirse con los requerimientos de esta sección.

7.3.3.1. Combinaciones verticales en la misma dirección.

Cuando la estructura tiene una combinación vertical de sistemas en la misma dirección, debe cumplirse con lo siguiente:

- a. Cuando el sistema inferior posee un coeficiente R menor que el sistema superior, se permite utilizar los coeficientes R , C_d y Ω_0 del sistema superior para el cálculo de fuerzas y derivas del sistema superior. Para el diseño del sistema inferior, los coeficientes R , C_d y Ω_0 del sistema inferior deben ser utilizados. Las fuerzas transmitidas del sistema superior al inferior deben incrementarse por la relación entre el mayor factor R (el que corresponde al sistema superior) y el menor factor R (el que corresponde al sistema inferior).
- b. Cuando el sistema superior posee un R menor que el sistema inferior, se deben utilizar los coeficientes R , C_d y Ω_0 del sistema superior para ambos sistemas.

Las excepciones a la disposición anterior son las siguientes:

- Estructuras en la azotea que no exceden dos niveles ni el 10% del peso total de la edificación.
- Otros sistemas estructurales soportados con un peso que no excede el 10% del peso total de la edificación.

Cuando el sistema estructural posee un R menor que la edificación que le da soporte, y cumple con las características especificadas en las excepciones, sus coeficientes R , C_d y Ω_0 deben ser utilizadas para su diseño y no deben modificarse los coeficientes R , C_d y Ω_0 que corresponden a la estructura completa.

7.3.3.2. Procedimiento de análisis en dos etapas.

Se permite utilizar un procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente de dos etapas para estructuras que poseen un parte superior flexible sobre una parte inferior rígida cuando se cumplan todos los siguientes requerimientos.

- a. La rigidez de la parte inferior debe ser por lo menos **10** veces la rigidez de la parte superior.
- b. El período de toda la estructura no deberá ser mayor que **1.1** veces el período de la parte superior considerada como una estructura separada apoyada en la transición entre la parte superior y la parte inferior.
- c. La parte superior debe diseñarse como una estructura separada utilizando los valores apropiados de R y de ρ .
- d. La parte inferior debe diseñarse como una estructura separada utilizando los valores apropiados de R y de ρ . Las reacciones de la parte superior deben ser aquellas determinadas del análisis de la parte superior amplificadas por la relación que exista entre el valor de R/ρ de la parte superior y el valor de R/ρ de la parte inferior. Tal relación no deberá ser menor que **1.0**.
- e. La porción superior debe analizarse con el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente o con el procedimiento de Análisis Espectral de Respuesta modal, y la parte inferior se analiza con el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente.

7.3.3.3. Combinaciones horizontales en la misma dirección.

Cuando la estructura tiene una combinación horizontal de sistemas en la misma dirección, el coeficiente R utilizado no debe exceder al menor de los coeficientes R que corresponden a cualquiera de los sistemas utilizados en dicha dirección. Los coeficientes C_d y Ω_0 deben ser consistentes con dicho valor de R .

EXCEPCIÓN: Se permite diseñar elementos resistentes utilizando el valor mínimo de R para los diferentes sistemas estructurales encontrados en cada línea de resistencia, independiente si se cumplen las siguientes tres condiciones:

- Edificio de Categoría de Riesgo I o II
- Dos pisos o menos en el plano sobre el nivel del suelo
- Uso de estructura liviana o diafragmas flexibles

El valor de R usado para el diseño de diafragmas en tales estructuras no debe ser mayor que el valor mínimo de R para cualquiera de los sistemas usados en esa misma dirección.

7.3.4 Requisitos específicos de los sistemas estructurales.

Los sistemas estructurales deben cumplir con los requisitos específicos que se detallan en esta sección.

7.3.4.1. Sistema S1. Sistema de marcos resistentes a momento.

Para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico D, E, y F, donde debido a las limitaciones del sistema estructural se requieren marcos especiales a momento, los marcos deben ser continuos hasta la base.

7.3.4.2. Sistema S4. Sistema dual.

En los sistemas duales los marcos de momento deben ser capaces de resistir al menos el 25% de las fuerzas sísmicas de diseño. La resistencia a fuerza sísmica total se provee por la combinación de marcos de momento y paredes estructurales o marcos arriostrados en proporción a sus rigideces.

7.3.4.3. Sistema S5. Sistema de columnas en voladizo.

La resistencia axial requerida de las columnas en voladizo, considerando solo las combinaciones de carga que incluyen los efectos de sismo, no debe exceder el 15% de la resistencia axial disponible, incluyendo los efectos de esbeltez.

Las fundaciones y otros elementos utilizados para proporcionar resistencia al volteo en las bases de las columnas deben diseñarse para resistir los efectos de la carga sísmica incluyendo la sobre-resistencia.

7.3.4.4. Estructuras tipo péndulo invertido.

Las estructuras tipo péndulo invertido, definidas conforme a la sección 7.2.1, deben cumplir con los requerimientos de esta sección independientemente del sistema estructural seleccionado.

Las columnas de las estructuras tipo péndulo invertido deben diseñarse para el momento flector calculado en la base, determinado conforme al procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente, y variándolo uniformemente hasta un momento en la parte superior igual a la mitad del momento flector calculado en la base.

7.4. FLEXIBILIDAD DEL DIAFRAGMA

El análisis estructural debe considerar la rigidez relativa de los diafragmas y de los elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas. A menos que el diafragma pueda idealizarse como flexible o como rígido conforme a las secciones 7.4.1, 7.4.2 o 7.4.3, el análisis estructural debe incluir la consideración explícita de la rigidez del diafragma (esto es, la modelación de un diafragma semirrígido).

7.4.1 Condición de diafragma flexible.

Se permite idealizar como diafragmas flexibles a sistemas de piso y techo contruidos con madera y a sistemas de piso y techo contruidos con decks metálicos sin concreto colado en el sitio.

7.4.2 Condición de diafragma rígido.

Se permite idealizar como diafragmas rígidos a las losas densas de concreto reforzado y a los decks metálicos con concreto colado en el sitio que poseen una relación longitud a peralte menor o igual que 3 en estructuras sin irregularidades horizontales.

7.4.3 Condición de diafragma flexible basada en cálculo.

Se permite idealizar como diafragmas flexibles a los que satisfacen la siguiente condición:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{AVG}} > 2 \quad (7.1)$$

en donde:

δ_{MDD} Deformación calculada al centro del diafragma en la dirección de análisis ante la carga lateral tributaria que actúa sobre dicho diafragma.

Δ_{AVG} Deriva promedio al centro del diafragma calculada a partir de las deformaciones en los extremos del diafragma en la dirección de análisis.

La condición de carga utilizada en este cálculo debe ser la que corresponde al procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente.

7.5. IRREGULARIDADES EN LA CONFIGURACIÓN HORIZONTAL

Las estructuras que poseen uno o más de los tipos de irregularidad detalladas en la Tabla 7.2, deben designarse como estructuras con irregularidad horizontal.

Las estructuras con irregularidad horizontal asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico que se indican en la Tabla 7.2, deben cumplir con los requerimientos específicos que se detallan en la misma tabla.

7.6. IRREGULARIDADES EN LA CONFIGURACIÓN VERTICAL

Las estructuras que poseen uno o más de los tipos de irregularidad detalladas en la Tabla 7.3, deben designarse como estructuras con irregularidad vertical.

Las estructuras con irregularidad vertical asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico que se indican en la Tabla 7.3, deben cumplir con los requerimientos específicos que se detallan en la misma tabla.

Tabla 7.2. Irregularidades estructurales horizontales.

Tipo	Descripción	Secciones de referencia.	Categorías de Diseño Sísmico
1a	Irregularidad torsional. Esta irregularidad existe cuando en la dirección de análisis la máxima deriva de entrepiso en uno de los extremos, calculada considerando la excentricidad accidental, es mayor que 1.2 veces el promedio de las derivas de entrepiso de los dos extremos de la estructura. Los requerimientos especificados en las secciones de referencia son aplicables a estructuras con diafragmas que no son flexibles.	7.7.4 7.11 7.12.3 7.13.1 8.4.3	D E F D E F B C D E F C D E F C D E F
1b	Irregularidad torsional extrema. Esta irregularidad existe cuando en la dirección de análisis la máxima deriva de entrepiso en uno de los extremos, calculada considerando la excentricidad accidental, es mayor que 1.4 veces el promedio de las derivas de entrepiso de los dos extremos de la estructura. Los requerimientos especificados en las secciones de referencia son aplicables a estructuras con diafragmas que no son flexibles.	7.7.1 7.7.4 7.8.2 7.11 7.12.3 7.13.1 8.4.3	E F D D D B C D C D C D
2	Irregularidad de esquina reentrante. Esta irregularidad existe cuando ambas proyecciones en planta de la estructura más allá de una esquina reentrante son mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.	7.7.4 7.11	D E F D E F
3	Irregularidad por discontinuidad del diafragma. Esta irregularidad se presenta cuando existe un diafragma con una discontinuidad o con una variación de rigidez abruptas. Incluye aquellas que tienen un área abierta mayor que el 50% del área del rectángulo que circunscribe al diafragma o un cambio mayor al 50% en la rigidez del diafragma de un nivel al siguiente.	7.7.4 7.11	D E F D E F
4	Irregularidad por desfase fuera del plano. Esta irregularidad existe cuando se produce una discontinuidad en la trayectoria de la resistencia a la fuerza lateral, como el desfase fuera del plano de al menos uno de los elementos verticales.	7.7.3 7.7.4 7.11 7.12.3	B C D E F D E F D E F B C D E F
5	Irregularidad por sistemas no paralelos. Esta irregularidad existe cuando los elementos verticales resistentes a fuerzas laterales no son paralelos a los ejes principales de la edificación.	7.10 7.11 7.12.3	C D E F D E F B C D E F

Tabla 7.3. Irregularidades estructurales verticales.

Tipo	Descripción	Secciones de referencia.	Categorías de Diseño Sísmico
1a	Irregularidad por entrepiso flexible (irregularidad en la rigidez lateral). Esta irregularidad se presenta cuando existe un entrepiso en el que la rigidez lateral es menor que el 70% de la que posee el entrepiso superior o menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres entrepisos superiores.	7.11	D E F
1b	Irregularidad extrema por entrepiso flexible. Esta irregularidad se presenta cuando existe un entrepiso en el que la rigidez lateral es menor que el 60% de la que posee el entrepiso superior o menor que el 70% de la rigidez promedio de los tres entrepisos superiores.	7.7.1 7.11	E F D E F
2	Irregularidad en la distribución del peso. Esta irregularidad existe cuando la masa efectiva en cualquier piso es mayor que el 150% de la masa efectiva de un piso adyacente. No es necesario considerar un techo que es más liviano que el piso de abajo.	7.11	D E F
3	Irregularidad geométrica vertical. Esta irregularidad se presenta cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a fuerzas sísmicas en cualquier entrepiso es mayor que el 130% de un entrepiso adyacente.	7.11	D E F
4	Irregularidad por discontinuidad en el plano de un elemento vertical resistente a fuerzas laterales. Esta irregularidad se presenta cuando existe un desfase en el plano de un elemento vertical resistente a fuerzas sísmicas que resulta en demandas de volteo en los elementos estructurales que le soportan.	7.7.3 7.7.4 7.11	B C D E F D E F D E F
5a	Irregularidad por entrepiso débil (discontinuidad en la Resistencia lateral). Esta irregularidad existe cuando la resistencia lateral de un entrepiso es menor que el 80% de la que posee el entrepiso superior. La resistencia lateral de un entrepiso es la resistencia lateral total de todos los elementos resistentes a fuerzas sísmicas que comparten el cortante de entrepiso en la dirección considerada.	7.7.1 7.11	E F D E F
5b	Irregularidad extrema por entrepiso débil. Esta irregularidad existe cuando la resistencia lateral de un entrepiso es menor que el 65% de la que posee el entrepiso superior. La resistencia lateral de un entrepiso es la resistencia lateral total de todos los elementos resistentes a fuerzas sísmicas que comparten el cortante de entrepiso en la dirección considerada.	7.7.1 7.7.2 7.11	D E F B C D E F

7.7. LIMITACIONES Y REQUISITOS ADICIONALES PARA SISTEMAS CON IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES**7.7.1 Irregularidades horizontales y verticales no permitidas para Categorías de Diseño Sísmico D a F.**

Las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico **E** o **F** no deben presentar la irregularidad horizontal Tipo 1b, conforme se define en la Tabla 7.2, ni las irregularidades verticales Tipo 1b, 5a o 5b, conforme se definen en la Tabla 7.3.

Las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico **D** no deben presentar la irregularidad vertical Tipo 5b, conforme se define en la Tabla 7.3.

7.7.2 Entrepisos con debilidad extrema.

Las estructuras con irregularidad vertical Tipo 5b, conforme se define en la Tabla 7.3, no debe poseer más de dos niveles o **9.0 m** de altura estructural, h_n .

El límite anterior no es aplicable cuando el entrepiso es capaz de resistir una fuerza sísmica total igual a Ω_0 veces la fuerza de diseño prescrita en el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente.

7.7.3 Elementos que soportan paredes o marcos discontinuos.

Los elementos estructurales que soportan paredes o marcos discontinuos de estructuras que poseen irregularidad horizontal Tipo 4, conforme se define en la Tabla 7.2, o irregularidad vertical Tipo 4, conforme se define en la Tabla 7.3, deben diseñarse para resistir los efectos de la carga sísmica, incluyendo la sobre-resistencia. Las conexiones de tales paredes o marcos discontinuos a los elementos de soporte deberán ser adecuadas para transmitir las fuerzas para las cuales las paredes o marcos discontinuos requieren ser diseñados.

7.7.4 Incremento de las fuerzas causadas por irregularidades de las Categorías de Diseño Sísmico D a F.

Para las estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico **D**, **E** o **F** que poseen una irregularidad estructural horizontal Tipo 1a, 1b, 2, 3 o 4, conforme se definen en la Tabla 7.2, o una irregularidad estructural vertical Tipo 4, conforme se define en la Tabla 7.3, las fuerzas de diseño sobre el diafragma deben incrementarse un **25%** para los siguientes elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas:

- Conexiones de los diafragmas a elementos verticales y a colectores.
- Colectores y sus conexiones, incluyendo conexiones a elementos verticales del sistema resistente a fuerzas sísmicas.

7.8. REDUNDANCIA

Se debe asignar un factor de redundancia, ρ , al sistema resistente a fuerzas sísmicas en cada una de las dos direcciones ortogonales para todas las estructuras en conformidad con esta sección.

7.8.1 Condiciones para las cuales ρ es igual a 1.0.

- Estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico **B** o **C**.
- Cálculo de derivas y de efectos P – delta.
- Diseño de componentes no estructurales.
- Diseño de estructuras que no son similares a edificios.
- Diseño de colectores, empalmes y conexiones en donde se incluye la sobrerresistencia en los efectos de las cargas sísmicas.
- Diseño de miembros y conexiones en donde se requiere incluir la sobrerresistencia en los efectos de las cargas sísmicas.
- Determinación de cargas sobre los diafragmas.
- Diseño de paredes estructurales para fuerzas fuera del plano, incluyendo su anclaje.

7.8.2 Factor de redundancia, ρ , para Categorías de Diseño Sísmico **D** a **F**.

Para estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico **D** que poseen irregularidad torsional extrema, irregularidad horizontal Tipo 1b conforme a la Tabla 7.2, el valor de ρ debe ser igual a **1.3**.

Para otras estructuras asignadas a las Categoría de Diseño Sísmico **D** y para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico **E** o **F**, ρ debe ser igual a **1.3** a menos que se cumpla una de las condiciones que se establecen a continuación, en cuyo caso ρ puede tomarse igual a **1.0**. La reducción en el valor de ρ no es permitida para estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico **D** que poseen irregularidad torsional extrema (irregularidad horizontal tipo 1b conforme se define en la Tabla 7.2). No se especifican las Categorías de Diseño Sísmico **E** y **F** porque tal irregularidad no es permitida (véase la sección 7.7.1).

- Cada entrepiso que resiste más del **35%** del cortante basal en la dirección de análisis debe cumplir con los requerimientos que se especifican en la Tabla 7.4.
- Las estructuras son regulares en planta en todos los niveles, siempre que los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas consistan en al menos dos crujeías de marcos o entramados perimetrales resistentes a fuerzas sísmicas, a cada lado de la estructura, en cada una de las direcciones ortogonales, en todo entrepiso que resiste más del **35%** del cortante basal. El número de crujeías para una pared de cortante debe calcularse como la longitud de la pared dividida entre la altura del entrepiso.

Tabla 7.4. Requerimientos para entrepisos que resisten más del 35% del cortante basal.

Elemento resistente a fuerza lateral	Requerimiento
Marcos arriostrados	La remoción de un arriostramiento individual, o la conexión al mismo, no resulta en una reducción superior al 33% de la resistencia del entrepiso, ni hace que el sistema resultante posea una irregularidad torsional extrema (Irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).
Marcos de momento	La pérdida de la resistencia a momento en las conexiones viga a columna en ambos extremos de una sola viga no resulta en una reducción superior al 33% de la resistencia del entrepiso, ni hace que el sistema resultante posea una irregularidad torsional extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).
Paredes de cortante o machones de paredes.	La remoción de una pared de cortante o de un machón de pared con relación altura a longitud superior a 1.0 en cualquier entrepiso, o las conexiones del colector a los mismos, no resulta en una reducción superior al 33% de la resistencia del entrepiso, ni hace que el sistema resultante posea una irregularidad torsional extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).
Columnas en voladizo	La pérdida de la resistencia a momento en la conexión de la base de cualquier columna en voladizo, no resulta en una reducción superior al 33% de la resistencia del entrepiso, ni hace que el sistema resultante posea una irregularidad torsional extrema (irregularidad estructural horizontal Tipo 1b).

7.9. EFECTOS DE LA CARGA SÍSMICA Y COMBINACIONES.

Donde el efecto de las cargas sísmicas se combine con el efecto de otras cargas, deben utilizarse las combinaciones de carga 4 y 5 de la sección 3.3.2, en donde E_v debe determinarse conforme a la sección 6.4 y E_h debe determinarse como sigue:

$$E_h = \rho Q_E \quad (7.2)$$

en donde:

ρ Factor de redundancia definido conforme a la sección 7.8
 Q_E Efectos de las fuerzas sísmicas horizontales.

Donde el efecto de las cargas sísmicas considerando la sobre-resistencia se combine con el efecto de otras cargas, deben utilizarse las combinaciones de carga 4 y 5 de la sección 3.3.2, en donde E_h debe ser sustituido por E_{mh} , efecto que debe determinarse como sigue:

$$E_{mh} = \Omega_0 Q_E \quad (7.3)$$

en donde:

E_{mh} Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales incluyendo la sobrerresistencia
 Q_E Efectos de las fuerzas sísmicas horizontales.
 Ω_0 Factor de sobre-resistencia. Véase la Tabla 7.1.

Existen algunos elementos de estructuras debidamente detalladas que no son capaces de resistir en forma segura las demandas sísmicas a través de comportamiento inelástico por lo cual deben diseñarse con suficiente resistencia como para permanecer en régimen elástico. Para garantizar la seguridad de tales elementos, se hace necesario considerar el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluyendo la sobre-resistencia.

E_{mh} no necesita tomarse mayor que el efecto de la carga sísmica horizontal limitada por capacidad, E_{cl} , igual a la máxima fuerza que puede desarrollarse en un elemento estructural determinada mediante un análisis racional de mecanismo plástico.

Cuando el documento de referencia del material requiere de un diseño limitado por capacidad, la fluencia de ciertos elementos en la estructura limita la fuerza que puede ser transferida a otros elementos.

7.10. DIRECCIÓN DE LAS CARGAS.

7.10.1 Criterios para la dirección de las cargas.

Las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas usadas en el diseño deben ser aquellas que producen los efectos más desfavorables. Se permite considerar que este requisito se satisface si se utilizan los procedimientos especificados en esta sección, los cuales dependen de la Categoría de Diseño Sísmico de la estructura.

Las fuerzas sísmicas en una edificación se generan a través de aceleraciones del terreno que pueden tener cualquier orientación relativa a las direcciones ortogonales del edificio, y por tanto, se espera que los efectos de sismo se desarrollen simultáneamente en ambas direcciones ortogonales. El estándar establece que las direcciones de aplicación de las fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño deben ser aquellas que produzcan los efectos de carga más críticos, requerimiento frecuentemente denominado **efectos de interacción ortogonal**.

7.10.2 Categoría de Diseño Sísmico B.

Se permite aplicar las fuerzas sísmicas de diseño en forma independiente en cada una de las dos direcciones ortogonales, y se permite despreciar los efectos de la interacción ortogonal.

7.10.3 Categorías de Diseño Sísmico C.

La aplicación de las fuerzas sísmicas debe, como un mínimo, estar en conformidad con los requerimientos de la sección 7.10.2 y los requisitos de esta sección.

En estructuras que poseen una irregularidad estructural horizontal Tipo 5, conforme se define en la Tabla 7.2, se debe utilizar uno de los siguientes procedimientos:

- a. **Procedimiento de combinación ortogonal.** La estructura debe ser analizada utilizando alguno de los procedimientos permitidos por la sección 7.11, con la carga aplicada en forma independiente en dos direcciones ortogonales cualesquiera. El requerimiento de la sección 7.10.1 se considera satisfecho si los miembros y sus cimentaciones se diseñan para el 100% de las fuerzas en una dirección más el 30% de las fuerzas en la dirección perpendicular. Debe utilizarse la combinación que requiera la máxima resistencia del componente estructural.
- b. **Aplicación simultánea de movimientos del terreno ortogonales.** La estructura debe analizarse utilizando un procedimiento de análisis de la historia de respuesta lineal o un procedimiento de análisis de la historia de respuesta no lineal, con pares ortogonales de historias de aceleración del terreno aplicadas simultáneamente.

Aunque este documento no incluye estos procedimientos, puede consultarse la sección 12.9.2 (análisis de la historia de respuesta lineal) o el capítulo 16 (análisis de la historia de respuesta no lineal) del ASCE 7-16.

7.10.4 Categorías de Diseño Sísmico D a F.

La aplicación de las fuerzas sísmicas debe, como un mínimo, estar en conformidad con los requerimientos de la sección 7.10.3. Además, cualquier columna o pared que forma parte de dos o más sistemas resistentes a fuerzas sísmicas que se interceptan, y que esté sujeta a una carga axial, debido a fuerzas sísmicas que actúan a lo largo de cualquier eje principal en planta, mayor o igual al 20% de la resistencia de diseño axial de la columna o pared, debe diseñarse para el efecto de carga más crítico debido a la aplicación de las fuerzas sísmicas en cualquier dirección. Se permite utilizar cualquiera de los procedimientos especificados en la sección 7.10.3 para satisfacer este requisito.

7.11. SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.

El análisis estructural debe cumplir con los requerimientos especificados en esta sección, los cuales están basados en la Categoría de Diseño Sísmico, en las propiedades dinámicas y en las condiciones de regularidad o irregularidad estructural de la edificación.

7.11.1 Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente (Procedimiento FLE).

Se permite utilizar el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente que se detalla en el Capítulo 8 en los casos siguientes:

- a. Todos los edificios asignados a las Categorías de Diseño Sísmico **B** y **C**.

Para las edificaciones en Categorías de Diseño Sísmico **D**, **E** o **F**.

- b. Edificios con Categoría de Riesgo **I** o **II** que no excedan de 2 pisos sobre la base.
- c. Estructuras de construcción liviana.
- d. Edificios con altura estructural inferior a **48 m** que no presenten irregularidades horizontales del tipo 1a o 2a, conforme se define en la Tabla 7.2, o que no presenten irregularidades verticales del tipo 1a, 1b, 2 o 3, conforme se define en la Tabla 7.3.
- e. Edificios con altura estructural superior a **48 m** sin irregularidades estructurales con $T < 3.5 T_s$, en donde:

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad (7.4)$$

Aquellas estructuras que no clasifiquen a un procedimiento FLE, deberán realizarseles un análisis modal espectral, acorde al Capítulo 9.

7.11.2 Análisis Espectral de Respuesta Modal (Análisis ERM).

Se permite utilizar el Análisis Espectral de Respuesta Modal que se detalla en el Capítulo 9 en todos los edificios.

7.11.3 Otros procedimientos de análisis.

En todos los edificios es permitido utilizar los siguientes procedimientos de análisis:

- Análisis de la historia de respuesta lineal realizado conforme a la sección 12.9.2 del ASCE/SEI 7-16.
- Análisis de la historia de respuesta no lineal realizado conforme al capítulo 16 del ASCE/SEI 7-16.

7.12. CRITERIOS DE MODELACIÓN.

7.12.1 Modelo de la fundación.

Para los propósitos de determinar las fuerzas sísmicas, se permite considerar a la estructura como empotrada en la base. Alternativamente puede considerarse la flexibilidad de la fundación en consistencia con esta sección.

Si la fundación se considera rígida, el cortante basal que se determina es normalmente conservador.

El comportamiento lineal carga – deformación de las fundaciones debe representarse por medio de una rigidez lineal equivalente utilizando propiedades del suelo que sean compatibles con los niveles de deformación del mismo asociado al movimiento del terremoto de diseño.

A menos que puedan justificarse otras variaciones, en los análisis dinámicos deben considerarse incrementos y decrementos del 50% en el valor de la rigidez y los valores mayores de respuesta deben ser utilizados en el diseño.

7.12.2 Definición del peso sísmico efectivo.

El peso sísmico efectivo, **W**, debe incluir la carga muerta por encima de la base y las cargas que se prescriben a continuación.

- a. En áreas utilizadas para almacenamiento, debe incluirse al menos el 25% de la carga viva de piso.
- b. El peso total del equipo operativo permanente.
- c. El peso de jardines de techo y de áreas similares.

7.12.3 Modelo de la estructura.

Se debe construir un modelo matemático de la estructura con el propósito de determinar las acciones en los miembros y los desplazamientos en la misma, que resulten de las cargas aplicadas. El modelo matemático de la estructura debe incluir la rigidez y la resistencia de los elementos que son significativos para la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura, y debe representar la distribución espacial de la masa y de la rigidez en toda ella. Adicionalmente, el modelo debe cumplir con los siguientes requerimientos:

- d. Las propiedades de rigidez de los elementos estructurales de concreto y de mampostería deben considerar los efectos de las secciones agrietadas.
- e. En los sistemas de marcos de momento de acero estructural, se debe incluir la contribución de las deformaciones de las zonas de panel a la deriva total de entrepiso.

Las estructuras que poseen irregularidad torsional o irregularidades por desfase fuera del plano o por sistemas resistentes no paralelos (irregularidades horizontales 1a, 1b, 4 o 5, conforme la Tabla 7.2) deben ser analizados con modelos tridimensionales. En donde se utilice un modelo tridimensional se debe considerar un mínimo de tres grados de libertad en cada nivel de la

estructura, dos de traslación en direcciones ortogonales y uno de rotación torsional con respecto al eje vertical.

Cuando los diafragmas no han sido clasificados como rígidos o como flexibles (véase la sección 7.4) el modelo debe incluir la representación de las características de rigidez del diafragma.

Cuando se realizan análisis dinámicos lineales se debe utilizar un mínimo de tres grados de libertad en cada nivel de la estructura, dos de traslación en direcciones ortogonales y uno de rotación torsional con respecto al eje vertical.

7.13. REQUERIMIENTOS DE DERIVAS Y DE DEFORMACIONES.

7.13.1 Límites para las derivas de entrepiso.

La deriva de entrepiso de diseño, Δ , determinada con el Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente (Capítulo 8) o con el Análisis Espectral de Respuesta Modal (Capítulo 9) no debe exceder la deriva de entrepiso admisible, Δ_a , que se especifica en la Tabla 7.5, en ningún entrepiso.

Tabla 7.5. Derivas de entrepiso permisibles, Δ_a .

Estructura	Categoría de riesgo		
	I, II	III	IV
Estructuras, distintas de las estructuras conformadas por paredes de corte de mampostería, de cuatro pisos o menos por encima de la base, con paredes interiores, divisiones, techos y sistemas de paredes exteriores que han sido diseñadas para acomodar las derivas de entrepiso.	$0.025 h_{sx}$	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$
Estructuras conformadas por paredes de corte en voladizo de mampostería.	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$
Otras estructuras de paredes de corte de mampostería.	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$	$0.007 h_{sx}$
Todas las demás estructuras.	$0.020 h_{sx}$	$0.015 h_{sx}$	$0.010 h_{sx}$

- En esta tabla, h_{sx} es la altura del entrepiso que se ubica por debajo del nivel x .
- No habrá límite de derivas para edificaciones de un solo piso con paredes interiores, divisiones, techos y sistemas de paredes exteriores diseñadas para acomodar las derivas de piso.

Para sistemas resistentes a fuerzas sísmicas constituidos únicamente por marcos de momento en estructuras asignadas a las categorías de riesgo **D**, **E** o **F**, se debe verificar:

$$\Delta \leq \frac{\Delta_a}{\rho} \quad (7.5)$$

en donde ρ , el factor de redundancia, debe definirse conforme se establece en la sección 7.8.2 para las categorías de diseño sísmico **D**, **E** y **F**.

Existen muchas razones por las cuales se limitan las derivas de entrepiso. Las más relevantes están orientadas a lograr un adecuado desempeño estructural de los miembros que incursionan en régimen inelástico, a garantizar la estabilidad del sistema estructural y a limitar el daño que pueden sufrir los componentes no estructurales.

Exceptuando las estructuras conformadas por paredes de corte de mampostería, las derivas de entrepiso permisibles son más restrictivas para las categorías de riesgo más altas.

7.13.2 Deflexiones del diafragma.

La deflexión en el plano del diafragma, determinada conforme a un análisis, no debe exceder la deflexión permisible de los elementos fijados al mismo. La deflexión permisible es aquella que permite que el elemento fijado al diafragma mantenga su integridad estructural ante la condición de carga considerada.

7.13.3 Separación estructural.

Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para actuar como una unidad integral que resiste las fuerzas sísmicas, a menos que se encuentren separadas estructuralmente por una distancia suficiente para evitar contactos que puedan producir daños conforme se establece en este apartado.

Tales separaciones deben permitir el desplazamiento máximo de respuesta inelástica de la estructura, δ_M . Esta respuesta debe determinarse en localizaciones críticas y deben considerar los desplazamientos por traslación y por torsión, incluyendo las amplificaciones torsionales si son aplicables, utilizando la siguiente expresión:

$$\delta_M = \frac{C_d \delta_{m\acute{a}x}}{I_e} \quad (7.6)$$

en donde $\delta_{m\acute{a}x}$ es el desplazamiento elástico máximo en la localización crítica.

Las estructuras adyacentes en la misma propiedad deben separarse al menos una distancia δ_{MT} dada por la siguiente expresión:

$$\delta_{MT} = \sqrt{\delta_{M1}^2 + \delta_{M2}^2} \quad (7.7)$$

en donde δ_{M1} y δ_{M2} son los desplazamientos máximos de respuesta inelásticos de las estructuras adyacentes en sus bordes adyacentes.

En donde una estructura colinda con una línea de propiedad no común a una vía pública, la estructura debe alejarse de la línea de propiedad al menos una distancia igual al desplazamiento δ_M de dicha estructura.

7.13.4 Compatibilidad de deformaciones para categorías de diseño sísmico D, E y F.

Cada componente estructural no incluido en el sistema resistente a fuerzas sísmicas debe diseñarse para los efectos de la carga de gravedad y de las fuerzas sísmicas que resulten del desplazamiento causado por la deriva de entrepiso de diseño Δ , calculada conforme al procedimiento de la fuerza lateral equivalente.

Aun cuando existen elementos estructurales que no se detallan para proveer resistencia a las fuerzas sísmicas, pueden participar en la respuesta de la estructura y pueden sufrir daño severo. Esta disposición requiere que el diseñador provea un nivel de detallado dúctil que sea apropiado para las deformaciones calculadas.

8. PROCEDIMIENTO DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

El procedimiento de la fuerza lateral equivalente incorpora de manera sencilla los efectos de la respuesta dinámica inelástica en un análisis estático lineal. Es aplicable a estructuras que no poseen discontinuidades significativas de masa y rigidez en su altura y en donde la respuesta a los movimientos del terreno es predominante en la dirección horizontal sin efectos de torsión considerables. (Véase el apartado 7.11).

8.1. CORTANTE BASAL SÍSMICO.

El cortante basal, V , en la dirección de análisis considerada debe determinarse con la siguiente expresión:

$$V = C_s W \quad (8.1)$$

en donde:

C_s Coeficiente de respuesta sísmico, determinado conforme a esta sección.

W Peso sísmico efectivo, determinado conforme la sección 7.12.2.

8.1.1 Cálculo del coeficiente de respuesta sísmico.

Para $T \leq T_s$

El coeficiente de respuesta sísmico debe determinarse con la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (8.2)$$

en donde R es el factor de modificación de respuesta conforme a la tabla 7.1 e I_e es el factor de importancia de la estructura de acuerdo a la sección 2.2.2.

para $T > T_s$

El coeficiente de respuesta sísmico calculado con la expresión 8.2, no necesita exceder del siguiente valor:

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (8.3)$$

Nótese que al calcular el coeficiente sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente no existe una zona de transición para períodos inferiores a T_0 . El hacerlo puede exagerar los efectos inelásticos subestimando los efectos de sismo en estructuras con períodos muy cortos.

8.1.2 Límites inferiores de C_s .

El coeficiente de respuesta sísmico debe cumplir los siguientes requerimientos:

$$C_s \geq 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (8.4)$$

Además, para estructuras ubicadas en emplazamientos donde $S_1 \geq 0.6 g$:

$$C_s \geq \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (8.5)$$

Las ecuaciones 8.4 y 8.5 representan niveles de cortante basal mínimos para el diseño. La ecuación 8.4 afecta primordialmente a sitios en el campo lejano. La ecuación 8.5 es aplicable a sitios cercanos a fallas activas mayores, lo cual se refleja en los valores de S_1 , en donde ciertos efectos del movimiento del terreno (denominados movimientos tipo pulso) pueden incrementar las demandas en estructuras de período largo.

8.1.3 Reducción por la interacción suelo-estructura.

Se permite considerar reducciones en las fuerzas sísmicas y en los desplazamientos correspondientes de la estructura por efectos de la interacción suelo – estructura cuando tales efectos se determinan conforme a procedimientos del capítulo 19 del ASCE/SEI 7-16 u otras referencias.

8.1.4 Límites de S_{DS} en la determinación de C_s y E_v

Se permite calcular el coeficiente sísmico, C_s , y los efectos de la aceleración vertical, E_v , utilizando un valor de S_{DS} igual a **1.0**, pero no menor que el **70%** del valor de S_{DS} definido para el sitio, siempre y cuando se cumplan los siguientes requerimientos:

- La estructura no posee irregularidades verticales ni horizontales.
- La estructura no posee más de cinco niveles.
- El período fundamental de la estructura, calculado conforme se especifica en la sección 8.2 no excede de **0.5 s**.

- La estructura cumple con los requerimientos que permiten tomar el factor de redundancia ρ igual a **1.0**. (Sección 7.8.2)
- Las propiedades del suelo en el sitio son tales que no se clasifican como sitios clase **E** o **F**. (Sección 6.3.3).
- La estructura está clasificada con Categoría de Riesgo I o II. (Sección 6.3.11).

Este límite superior del parámetro S_{DS} refleja el juicio ingenieril relacionado con el favorable desempeño que han tenido las estructuras con estas características en terremotos pasados.

8.2. DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL.

El período fundamental de vibración de la estructura, T , en la dirección de análisis considerada, debe determinarse utilizando las propiedades de los elementos estructurales en un análisis apropiadamente fundamentado.

El período fundamental, T , debe satisfacer el siguiente requerimiento:

$$T \leq C_u T_a \quad (8.6)$$

en donde:

C_u Coeficiente para el límite superior del período calculado, el cual se determina conforme la Tabla 8.1.

T_a Período fundamental aproximado, determinado conforme a la sección 8.2.1

El límite establecido por la ecuación 8.6 evita que se utilice un cortante basal demasiado bajo para el diseño que puede obedecer a una flexibilidad sobreestimada por imprecisiones en la masa o en la rigidez del modelo analítico. Por otro lado, uno de los efectos importantes del factor C_u es disminuir el conservadurismo inherente de las expresiones que se utilizan para definir el período fundamental aproximado, T_a .

Como alternativa a la realización de un análisis para determinar el período fundamental, T , se permite utilizar directamente el período fundamental aproximado, T_a , calculado conforme a la sección 8.2.1.

8.2.1 Período fundamental aproximado.

El período fundamental aproximado, T_a , debe determinarse con la siguiente expresión:

$$T_a = C_t h_n^x \quad (8.7)$$

en donde:

h_n Altura estructural de la edificación. Distancia vertical desde la base hasta el nivel más alto del sistema resistente a fuerzas sísmicas de la estructura.

C_t, x Coeficientes del período aproximado, los cuales se determinan conforme a la Tabla 8.2.

Tabla 8.1. Coeficiente para el límite superior del período calculado, C_u .

S_{D1}	C_u
≥ 0.30	1.4
0.20	1.5
0.15	1.6
≤ 0.10	1.7

Tabla 8.2. Coeficientes del período aproximado, C_t y x .

Sistema estructural	C_t	x
	$(h_n \text{ en m})$	
Marcos resistentes a momento de acero estructural	0.0724	0.8
Marcos resistentes a momento de concreto reforzado.	0.0466	0.9
Marcos arriostrados de acero estructural	0.0731	0.75
Todos los demás sistemas estructurales.	0.0488	0.75

Alternativamente, se permite determinar el período fundamental aproximado a partir de las siguientes expresiones, según sean aplicables.

- Para estructuras que no exceden de **12** pisos por encima de la base en las que el sistema resistente a fuerzas sísmicas consiste enteramente de marcos resistentes a momento de concreto o de acero con alturas de entrepiso mayores o iguales a **3.0 m**:

$$T_a = 0.1 N \quad (8.8)$$

en donde N es el número de niveles por encima de la base.

- Para estructuras con paredes de corte de mampostería o de concreto cuya altura no excede de **36.6 m**:

$$T_a = \frac{C_q}{\sqrt{C_w}} h_n \quad (8.9)$$

en donde:

$$C_q = 0.00058 m \quad (8.10)$$

$$C_w = \frac{100}{A_B} \sum_{i=1}^x \frac{A_i}{\left[1 + 0.83 \left(\frac{h_n}{D_i}\right)^2\right]} \quad (8.11)$$

A_B Área de la base de la estructura, m²

A_i Área del alma de la pared de corte, m².

D_i Longitud de la pared corte, m.

x Número de paredes de corte en el edificio efectivas en resistir las fuerzas laterales en la dirección considerada.

8.3. DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LAS FUERZAS SÍSMICAS.

La fuerza sísmica en cada nivel de la estructura debe determinarse por medio de las siguientes expresiones:

$$F_x = C_{vx} V \quad (8.12)$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad (8.13)$$

en donde:

C_{vx} Factor de distribución vertical.

w_i, w_x Porción del peso sísmico efectivo de la estructura, **W**, localizado o asignado al nivel **i, x**, respectivamente.

h_i, h_x Altura desde la base al nivel **i, x**, respectivamente.

k Exponente asociado al período fundamental de la estructura, determinado como sigue:

Para $T \leq 0.5$ s $k = 1$

Para $T \geq 2.5$ s $k = 2$

Para $0.5 \text{ s} < T < 2.5 \text{ s}$ Interpolar linealmente entre 1 y 2.

El cortante basal, V , es igual a la suma de las fuerzas sísmicas, F_x , determinadas a través de las expresiones 8.12 y 8.13. La expresión 8.13 está basada en una configuración simplificada del primer modo de vibración.

La intención del exponente k es considerar el efecto de los modos superiores de vibración. Su variación obedece a que estos modos de vibración son más influyentes en estructuras con mayores períodos fundamentales de vibración.

8.4. DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE SÍSMICO DE ENTREPISO.

El cortante sísmico de diseño en cualquier entrepiso debe calcularse con la siguiente expresión:

$$V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad (8.14)$$

en donde:

- V_x Cortante sísmico en el entrepiso x , el cual se delimita por los niveles x y $x - 1$.
- F_i Fuerza sísmica que actúa en el nivel i de la edificación.
- n Número de niveles de la edificación.

El cortante V_x del entrepiso x debe distribuirse a los distintos sistemas resistentes a fuerzas sísmicas en dicho entrepiso sobre la base de la rigidez relativa de tales sistemas y de la rigidez del diafragma.

Un aspecto de primordial interés en esta distribución horizontal de las fuerzas sísmicas es la respuesta torsional de la estructura.

8.4.1 Torsión inherente.

Para diafragmas que no son flexibles, la distribución horizontal de las fuerzas laterales debe considerar el efecto del momento torsional inherente, M_t , el cual resulta de la excentricidad entre las localizaciones del centro de masas y del centro de rigidez del entrepiso.

Los efectos de la torsión inherente se incluyen automáticamente cuando se realizan análisis tridimensionales con diafragmas rígidos o semirrígidos. Si se utilizan análisis bidimensionales

(donde éstos se permitan) los centros de rigidez y los centros de masas deben determinarse en cada entrepiso y las fuerzas sísmicas aplicadas deben ajustarse en consecuencia.

Para diafragmas flexibles, la distribución de fuerzas a los elementos verticales deben tomar en cuenta la posición y la distribución de las masas soportadas.

En los diafragmas flexibles, la distribución horizontal de las fuerzas sísmicas se realiza sobre la base de las masas que son tributarias a los elementos estructurales que las resisten, sin considerar efectos de torsión.

8.4.2 Torsión accidental.

Cuando los diafragmas no son flexibles, el diseño debe incluir tanto los momentos de torsión inherente, M_t , como los momentos de torsión accidental, M_{ta} , causada por un desplazamiento del centro de masas, a cada lado de la posición calculada, igual al **5%** de la dimensión de la estructura en dirección perpendicular a la del análisis.

La torsión accidental puede ser causada por el incremento de la excentricidad entre los centros de rigidez y los centros de cortantes que existen por incertidumbres en la determinación de la distribución de las masas y de las rigideces de la estructura, o bien por componentes de torsión provenientes del movimiento del terreno que no se incluyen en forma explícita en los reglamentos. La torsión accidental puede afectar a cualquier estructura y potencialmente más a aquellas que poseen irregularidad torsional.

Cuando las fuerzas de sismo se aplican simultáneamente en dos direcciones ortogonales, el requerimiento de la excentricidad accidental no se necesita aplicar en ambas direcciones sino solo en aquella dirección que produce los mayores efectos.

La torsión accidental debe ser aplicada a todas las estructuras para detectar si existe alguna irregularidad horizontal conforme se especifica en la Tabla 7.2. Los efectos de la torsión accidental (los momentos de torsión M_{ta}) no necesitan incluirse cuando se determinan las fuerzas sísmicas E en el diseño de la estructura ni en la determinación de las derivas de entrepiso conforme a las secciones 8.6 (determinación de las derivas de entrepiso conforme a procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente) y 9.2 (Parámetros de Respuesta Modal) o en la verificación del cumplimiento de la sección 7.13.1 (Límites para las derivas de entrepiso), excepto en los siguientes casos:

- Estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico **B** con irregularidad torsional extrema (irregularidad horizontal tipo 1b).

- Estructuras asignadas a la categoría de diseño sísmico **C, D, E y F** con irregularidad torsional (irregularidades horizontales tipo 1a y 1b).

Cuando junto con los efectos de la excentricidad accidental se consideran los efectos ortogonales aplicando el 100% de los efectos de las fuerzas sísmicas en una dirección junto con el 30% de los efectos de las fuerzas sísmicas en la dirección perpendicular, el número de combinaciones de carga necesarias para definir Q_E , esto es, los efectos de las fuerzas sísmicas horizontales, se incrementan sensiblemente.

Así, definiendo para la dirección **X** de la edificación los siguientes casos de carga:

$Q_{E,X}$ Efecto de sismo en la dirección X con las fuerzas sísmicas en los centros de masas.

$Q_{E,X+AT}$ Efecto de sismo en la dirección X con las fuerzas sísmicas desplazadas en la dirección positiva. Efecto de la excentricidad accidental positiva.

$Q_{E,X-AT}$ Efecto de sismo en la dirección X con las fuerzas sísmicas desplazadas en la dirección negativa. Efecto de la excentricidad accidental negativa.

y definiendo en forma análoga los casos de carga para la dirección ortogonal **Y**, en estos casos deberían considerarse las siguientes 16 combinaciones:

$$Q_E = \pm Q_{E,X+AT} \pm 0.3 Q_{E,Y}$$

$$Q_E = \pm Q_{E,X-AT} \pm 0.3 Q_{E,Y}$$

$$Q_E = \pm 0.3 Q_{E,X} \pm Q_{E,Y+AT}$$

$$Q_E = \pm 0.3 Q_{E,X} \pm Q_{E,Y-AT}$$

8.4.3 Amplificación del momento de torsión accidental.

En estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico **C, D, E o F** que poseen irregularidad torsional, los efectos de la excentricidad accidental deben amplificarse multiplicando los momentos de torsión accidentales en cada entrepiso, M_{ta} , por el factor A_x , dado por la expresión siguiente:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2 \delta_{prom}} \right)^2 \quad \text{con} \quad 1.0 \leq A_x \leq 3.0 \quad (8.15)$$

en donde:

$\delta_{m\acute{a}x}$ Desplazamiento máximo del nivel x considerando $A_x = 1$.

δ_{prom} Promedio de los desplazamientos en los extremos del nivel x considerando $A_x = 1$.

En las estructuras con irregularidad torsional se requiere amplificar los momentos de torsión accidentales para tomar en cuenta los incrementos en los momentos de torsión causados por la potencial fluencia de los sistemas resistentes a fuerzas sísmicas ubicadas en el perímetro, así como otros factores que pueden conducir a una inestabilidad torsional dinámica.

Tal y como se establece en la Tabla 7.2, para verificar si existe irregularidad torsional se deben utilizar las derivas de entrepiso producidas por las cargas aplicadas, incluyendo la torsión inherente y la torsión accidental sin incremento, esto es, con $A_x = 1$. Un proceso similar debe utilizarse para calcular el factor de amplificación torsional A_x , excepto que deben utilizarse los desplazamientos relativos a la base en el nivel evaluado y no las derivas de entrepiso.

Se utilizan desplazamientos para indicar que la amplificación del momento de torsión accidental es principalmente un fenómeno a nivel de sistema, proporcional al incremento de la aceleración en el borde extremo de la estructura, y no está explícitamente relacionada a un entrepiso particular y a los componentes del sistema resistente a fuerzas sísmicas que allí se encuentran.

8.5. VOLTEO.

La estructura debe ser diseñada para resistir los efectos de volteo producidos por el sistema de fuerzas determinadas en la sección 8.3.

El momento de volteo es la suma de los momentos de las fuerzas sísmicas con respecto a la base de la estructura.

8.6. DETERMINACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO.

La deriva de entrepiso de diseño, Δ , debe calcularse como la diferencia de las deflexiones de los centros de masas de los niveles que limitan al entrepiso. En donde los centros de masas no se encuentren alineados verticalmente, se permite calcular la deflexión en el nivel inferior basándose en la proyección vertical del centro de masas del nivel superior.

Para estructuras asignadas a las Categorías de Diseño Sísmico **C**, **D**, **E** o **F** que poseen irregularidad torsional, Δ debe calcularse como la mayor diferencia de las deflexiones de puntos alineados verticalmente, arriba y abajo en el entrepiso considerado, a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura.

La deflexión del nivel x , denotada como δ_x , usada para calcular la deriva de entrepiso de diseño Δ , se debe calcular con la expresión siguiente:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I_e} \quad (8.16)$$

en donde:

C_d Factor de amplificación de deflexiones del sistema resistente a fuerzas sísmicas, definido en la Tabla 7.1.

δ_{xe} Deflexión en el punto de interés determinada por medio de un análisis elástico de la estructura.

I_e Factor de importancia de la estructura, definido conforme a la sección 2.2, que depende de la categoría de riesgo.

El factor C_d amplifica las deflexiones calculadas en el análisis elástico de la estructura ante las fuerzas prescritas, las cuales han sido reducidas por el factor R , para representar las deflexiones inelásticas esperadas ante el sismo de diseño.

Las derivas de entrepiso de diseño, Δ , deben ser inferiores que las derivas de entrepiso admisibles, Δ_a , que se especifican en la Tabla 7.5.

Nótese que las fuerzas utilizadas para calcular la deflexión elástica se multiplican por el factor de importancia (véanse las expresiones para definir el coeficiente sísmico) y que en el cálculo de las deflexiones este mismo factor aparece en el denominador. Lo anterior es apropiado porque las derivas de entrepiso admisibles de la Tabla 7.5 (con algunas excepciones) son más rigurosas para las categorías de riesgo mayores.

8.6.1 Cortante basal mínimo para el cálculo de las derivas.

El análisis elástico que se realice para calcular las derivas debe utilizar las fuerzas de diseño prescritas en este capítulo, pero no es necesario considerar el límite establecido por la ecuación 8.4.

Para revisar el cumplimiento de los límites para las derivas de diseño establecidos en la sección 7.13.1, se permite utilizar las fuerzas sísmicas de diseño basadas en el período fundamental calculado para la estructura sin la aplicación del límite superior establecido por la ecuación 8.6.

Con respecto a la disposición anterior es importante recordar que el límite superior que se le impone a **T** en la sección 8.2 tiene el propósito de no subestimar las fuerzas de diseño. Sin embargo, si las fuerzas laterales utilizadas para calcular las derivas son inconsistentes con las fuerzas sísmicas que corresponden al período fundamental estimado para la estructura **T**, entonces los desplazamientos pueden sobreestimarse.

8.7. EFECTOS P - DELTA.

Los efectos P – delta en los cortantes y momentos de entrepiso, en las fuerzas y momentos resultantes sobre los miembros y en las derivas de entrepiso inducidas por estos efectos no necesitan considerarse cuando el coeficiente de estabilidad, **θ**, calculado con la expresión que sigue, es menor o igual a **0.10**.

$$\theta = \frac{P_x \Delta I_e}{V_x h_{sx} C_d} \quad (8.17)$$

en donde:

- P_x Carga de diseño vertical total en el nivel **x** y por encima de dicho nivel. En el cálculo de esta carga, ningún factor de carga individual necesita exceder de **1.0**.
- Δ Deriva de entrepiso de diseño del entrepiso **x** conforme se define en la sección 8.6 que ocurre simultáneamente con **V_x**.
- I_e Factor de importancia determinado conforme a la sección 2.2.
- V_x Fuerza cortante sísmica que actúa en el entrepiso **x**.

h_{sx} Altura del entrepiso x .

C_d Factor de amplificación de desplazamientos, definido en la Tabla 7.1.

La influencia de los efectos $P - \Delta$ en la respuesta lateral de una estructura puede evaluarse comparando la respuesta de segundo orden con la respuesta de primer orden, que es precisamente la definición del coeficiente de estabilidad θ .

El coeficiente de estabilidad θ no debe exceder el siguiente valor de $\theta_{m\acute{a}x}$:

$$\theta_{m\acute{a}x} = \frac{0.5}{\beta C_d} \leq 0.25 \quad (8.18)$$

en donde β es la relación entre la demanda de cortante y la capacidad a cortante del entrepiso x , y que conservadoramente puede tomarse igual a **1.0**.

La demanda de cortante es simplemente V_x . La capacidad a cortante puede ser calculada como el cortante de entrepiso que ocurre simultáneamente con la primera fluencia significativa de toda la estructura. Alternativamente, un procedimiento conservador es calcular la relación entre la demanda y la resistencia de cada miembro en el sistema resistente a fuerzas sísmicas en el entrepiso particular y utilizar la relación mayor como valor de β .

Cuando θ excede a **0.10** pero no excede a $\theta_{m\acute{a}x}$, el factor incremental relacionado a los $P - \Delta$ en los desplazamientos y en las fuerzas de los miembros debe determinarse por medio de un análisis racional. Alternativamente se permite multiplicar los desplazamientos y las fuerzas de los miembros por el factor siguiente:

$$Factor\ incremental = \frac{\theta}{1 - \theta} \quad (8.19)$$

Cuando el índice de estabilidad θ excede el límite establecido por la ecuación 8.18, la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada.

Cuando los efectos $P - \delta$ se incluyen automáticamente en el análisis, el límite establecido por la ecuación 8.18 debe siempre satisfacerse, sin embargo, se permite que el valor de θ calculado con la expresión 8.17 usando los resultados de tal análisis, sea dividido entre el factor **(1+ θ)** antes de verificar el cumplimiento de la expresión 8.18.

9. ANÁLISIS ESPECTRAL DE RESPUESTA MODAL.

9.1. NÚMERO DE MODOS.

Se debe realizar un análisis para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. El análisis debe incluir el número suficiente de modos para obtener la participación de una masa modal combinada igual al 100% de la masa de la estructura. Para este propósito, se permite representar todos aquellos modos con períodos inferiores a **0.05 s** en un modo de cuerpo rígido simple que tiene un período de **0.05 s**.

En concepto de excepción, alternativamente se permite que el análisis incluya un número mínimo de modos para obtener la participación de una masa modal combinada de al menos el 90% de la masa de la estructura en cada una de las direcciones horizontales ortogonales consideradas en el modelo.

En general, los modos más influyentes en el diseño de edificios tienen períodos modales mayores que 0.05 s, y normalmente un sismo imparte muy poca energía a los modos de vibración que tienen períodos modales inferiores a este valor. Por tanto, se espera una respuesta “rígida” de todos estos modos. La mayoría de los programas de análisis estructural de propósito general tienen la capacidad de considerar modos de masa residual para cumplir con este requerimiento del estándar.

La excepción permite excluir modos de vibración cuando ello resulte en una masa modal, en cada dirección ortogonal, de al menos el 90% de la masa de la estructura. Este enfoque ha sido incluido en los reglamentos de diseño desde hace muchos años y todavía se considera adecuado para la mayoría de las estructuras de edificios que típicamente no tienen masas modales significativas en el rango de períodos cortos.

9.2. PARÁMETROS DE RESPUESTA MODAL.

Para cada modo de respuesta, los valores de los parámetros de diseño de interés, incluyendo derivas de entrepiso, fuerzas de soporte y fuerzas de miembro individuales, deben calcularse usando el espectro de diseño definido en la sección 6.3.6 dividido por la cantidad R/I_e . Los valores de desplazamientos y derivas deben multiplicarse por la cantidad C_d/I_e .

En este procedimiento el espectro de diseño (representativo de estructuras elásticas lineales) es el que se define en la sección 6.3.6. Las ordenadas espectrales se dividen entre el factor de modificación de respuesta R para tomar en cuenta el comportamiento inelástico y se

multiplican por el factor de importancia I_e para proveer la resistencia adicional necesaria para mejorar el desempeño de las estructuras importantes. Al igual que en el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, los desplazamientos y derivas elásticas se multiplican por el coeficiente C_d y se reducen por I_e para obtener los desplazamientos inelásticos esperados.

9.3. COMBINACIÓN DE PARÁMETROS DE RESPUESTA.

Los valores de cada parámetro de interés calculado para los distintos modos deben combinarse usando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, RCSC, el método de la combinación cuadrática completa, CCC, o algún otro enfoque presentado en el ASCE/SEI 7-16.

Deberá utilizarse el método CCC para cada uno de los valores modales cuando existen modos cercanamente espaciados que tienen una correlación cruzada significativa de respuesta traslacional y torsional.

Los métodos RCSC y CCC de combinación modal son idénticos cuando se aplican a estructuras planas o cuando se especifica amortiguamiento nulo en el cálculo de los coeficientes modales cruzados en el método CCC. El amortiguamiento especificado en cada modo debe ser consistente con el nivel de amortiguamiento utilizado en el desarrollo del espectro de diseño. En el espectro de la sección 6.3.6 la fracción de amortiguamiento crítico considerado es 0.05.

El método RCSC o el método CCC se aplica con la carga actuando en una dirección a la vez. Cuando la sección 7.10 requiere la consideración explícita de los efectos de cargas ortogonales, los resultados provenientes de una dirección de carga puede ser añadida al 30% de los resultados provenientes de la dirección de carga ortogonal.

9.4. ESCALADO (AJUSTE) DE VALORES DE DISEÑO DE RESPUESTAS COMBINADAS.

Se debe calcular un cortante basal V en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales usando el período fundamental de la estructura T en cada dirección con el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente del capítulo 8.

9.4.1 Escalado (ajuste) de fuerzas.

Cuando el período fundamental en una determinada dirección, T , excede a $C_u T_a$ (véase la expresión 8.6), T debe ser tomado como $C_u T_a$.

Este ajuste provee un cortante basal mínimo para el diseño de la edificación. Se especifica porque el período fundamental calculado puede ser el resultado de un modelo analítico demasiado flexible incorrecto.

Cuando el cortante basal proveniente de la combinación modal requerida, V_t , es menor que el **100%** del cortante basal calculado con el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, V , las fuerzas deben multiplicarse por el factor (V/V_t) .

9.4.2 Escalado (ajuste) de derivas.

Cuando la respuesta combinada para el cortante basal, V_t , es menor que $C_s W$, y cuando C_s es determinada con la ecuación 8.5, las derivas deben multiplicarse por el factor $(C_s W/V_t)$.

Los desplazamientos obtenidos con el Análisis Espectral de Respuesta Modal solo se escalan en estos casos. Para todas las demás situaciones no es necesario escalar los desplazamientos porque el uso de un modelo demasiado flexible dará como resultado estimaciones conservadoras de los desplazamientos que no necesitan escalarse más. La razón para requerir el escalado cuando la ecuación 8.5 controla el cortante basal mínimo es para ser consistentes con los requerimientos de diseño basados en el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente. Debe recordarse que la ecuación 8.5 es aplicable a sitios cercanos a fallas activas mayores

9.5. DISTRIBUCIÓN HORIZONTAL DEL CORTANTE.

La distribución horizontal del cortante sísmico debe realizarse conforme a la sección 8.4, excepto que cuando los efectos de la torsión accidental se incluyen en el modelo de análisis dinámico, no se requiere amplificar el momento de torsión accidental conforme a la expresión 8.15 de la sección 8.4.3.

Existen dos enfoques básicos para considerar la torsión accidental en el Análisis Espectral de Respuesta Modal.

El primer enfoque sigue un proceso similar al que suele utilizarse en el procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente, en donde las fuerzas laterales sísmicas totales obtenidas del Análisis Espectral de Respuesta Modal, usando las localizaciones calculadas de los centros de masas y de rigidez, se aplican estáticamente en puntos ficticios separados del centro de masas para calcular los momentos torsionales accidentales. Debido a que este enfoque es una aproximación estática de la torsión accidental, se requiere amplificar la torsión accidental conforme a la sección 8.4.3 por medio del factor A_x .

El segundo enfoque consiste en modificar las características dinámicas de la estructura de tal forma que la amplificación dinámica de la torsión accidental se considera directamente. Esta modificación puede ser realizada, por ejemplo, de las siguientes formas:

- Reasignando la masa concentrada en cada piso y techo (en el entendido que constituyen diafragmas rígidos) a puntos alternos separados del centro de masas inicialmente calculado y modificando el momento de inercia de la masa.
- Físicamente relocalizando el centro de masas calculado inicialmente en cada piso y techo modificando la distribución horizontal de la masa (que típicamente se considera uniformemente distribuida).

En este último enfoque, la amplificación del momento de torsión accidental conforme a la sección 8.4.3 no es requerida porque al reposicionar los centros de masas se incrementa el acoplamiento entre las respuestas modales torsionales y laterales, capturando directamente la amplificación de la torsión accidental. Sin embargo, el enfoque incrementa la demanda computacional significativamente porque todas las posibles configuraciones tendrían que ser analizadas, principalmente dos análisis adicionales por cada dirección principal de la estructura.

9.6. EFECTOS P – DELTA.

Los efectos P – Delta deben determinarse conforme a la sección 8.7. El cortante basal usado para determinar los cortantes de entrepiso y las derivas de entrepiso deben determinarse conforme a la sección 8.6.

Los requerimientos de la sección 8.7, incluyendo el límite del coeficiente de estabilidad, son aplicables al Análisis Espectral de Respuesta Modal.

9.7. REDUCCIÓN POR LA INTERACCIÓN SUELO – ESTRUCTURA.

Se permite una reducción por la interacción suelo – estructura cuando tales efectos se determinan conforme a procedimientos presentados en el capítulo 19 del ASCE/SEI 7-16 u otro enfoque equivalente.

9.8. MODELADO ESTRUCTURAL.

Se debe construir un modelo matemático de la estructura de acuerdo con la sección 7.12, excepto que todas las estructuras diseñadas conforme a este capítulo deben ser analizadas usando una representación tridimensional.

Cuando los diafragmas no se hayan clasificado como rígidos de acuerdo con la sección 7.4, el modelo debe incluir la representación de las características de rigidez del diafragma y grados de libertad dinámicos adicionales según se requiera para considerar la participación del diafragma en la respuesta dinámica de la estructura.

Con los programas modernos frecuentemente es más difícil descomponer una estructura en modelos planos que desarrollar modelos tridimensionales completos. El incremento en la eficiencia computacional permite además modelar la flexibilidad del diafragma con mayor eficiencia.

Por lo anterior, cuando se utiliza el Análisis Espectral de Respuesta Modal se requiere un modelo tridimensional para todas las estructuras, incluso en aquellas con diafragmas que pueden designarse como flexibles.

10. REFERENCIAS

- Alas Fernández, R.E., Grijalva Portal, S.O. (2018) “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica, por medio de curvas de fragilidad, utilizando el análisis dinámico no lineal incremental”. Tesis de para optar al título de Maestro en Ingeniería Estructural. Universidad de El Salvador.
- Alonso-Henar, J., Álvarez-Gómez, J.A., Martínez-Díaz, J.J. (2014) “Constraints for the recent tectonics of the El Salvador Fault Zone, Central America Volcanic Arc, from morphotectonic analysis”. *Tectonophysics*, 623, 1–13.
- Alonzo Hernández, R.A., Martínez Díaz, M.E. (2018) “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería de uno y dos niveles a través de curvas de capacidad y fragilidad”. Tesis de para optar al título de Maestro en Ingeniería Estructural. Universidad de El Salvador.
- American Society of Civil Engineers. (1988). ASCE/SEI 7-88 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (1995). ASCE/SEI 7-95 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2002). ASCE/SEI 7-02 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2005). ASCE/SEI 7-05 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2010). ASCE/SEI 7-10 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2016). ASCE/SEI 7-16 Minimum design loads for buildings and other structures.
- American Society of Civil Engineers. (2021). ASCE/SEI 7-22 Minimum design loads for buildings and other structures-DRAFT.
- Applied Technology Council. (1978). ATC 3-06 Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings.
- Applied Technology Council. (1995-a). ATC-19 Structural response modification factors.
- Applied Technology Council. (1995-b). ATC-34 A critical review of current approaches to earthquake-resistant design.
- Applied Technology Council. (1996). ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 1 & 2.
- Applied Technology Council. (2010). ATC-72-1 Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings. Baker, J.W., 2015, “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis”. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.

- Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). (2018). Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala, NSE 2 Demandas estructurales, condiciones de sitio. Guatemala.
- Beavers, J.M. (2002). A review of seismic hazard description in US design codes and procedures. *Prog Struct Engng Mater.* 4: 46-63.
- Building Seismic Safety Council. (1991). NEHRP recommended provisions for the development of the seismic regulations of the new buildings. Washington D.C.
- Building Seismic Safety Council. (1994). NEHRP recommended provisions for the development of the seismic regulations of the new buildings. Washington D.C.
- Canora, C., Martinez-Diaz, J.J., Villamor, P., Staller, A., Berryman, K., Alvarez-Gomez, J., Capote, R., Diaz, M. (2014) “Structural evolution of the El Salvador Fault Zone: an evolving fault system within a volcanic arc”, *J. Iberian Geology*, 40, 471-488
- Chopra, A. (2012). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering (Fourth ed.). Prentice Hall.
- Crowley, H., Silva, V., Martins, L. (2018) “Seismic design code calibration based on individual and societal risk.”, 16th European Conference on Earthquake Engineering.
- Dengo, G., Fiedler, G., Knudsen, C., Lomnitz, C., & Rosenblueth, E. (1965). El Salvador, Misión de reconocimiento sismológico, Informe preliminar (Mayo 1965). UNESCO, París.
- Douglas, J., Ulrich, T., Negulescu, C. (2013) “Risk-targeted seismic design maps for mainland France”, *Nat Hazards*, 65, p 1999–2013.
- FEMA (1997) “NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.” FEMA 273, Washington, DC.
- FEMA (2003) Multi-hazard loss estimation methodology, earthquake model: HAZUS-MH MRI, technical and user’s manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA (2020) NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures. Volume I: Part 1 Provisions, Part 2 Commentary. FEMA P-2082-1.
- Federal Emergency Management Agency. (2009). FEMA-P695 Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- Galán Galdámez, O.E., Samayoa Escalante, J.C. (2020) “Desarrollo de curvas de fragilidad y vulnerabilidad para edificaciones de mampostería reforzada de un nivel” Tesis de para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de El Salvador.
- Gkimprxis, A., Tubaldi, E., Douglas, J. (2019) “Comparison of methods to develop risk-targeted seismic design maps”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, p 3727–3752.
- International Code Council. (2000). International Building Code, Fall Church, VA.

- International Conference of Building Officials. (1994). Uniform Building Code, Volume 2, Structural Engineering design provisions. Whittier, California.
- Kircher, C.A., Rezaeian, S., Luco, N. (2019). Proposed Multi-Period Response Spectra and Ground Motion Requirements of the 2020 NEHRP Recommended Provisions and ASCE 7-22. *In* 2019 SEAOC convention proceedings.
- López, M., Bommer, J.J., and Pinho, R. (2004) “Seismic hazard assessments, seismic design codes, and earthquake engineering in El Salvador”, *in* Rose, W.I., Bommer, J.J., López, D.L., Carr, M.J., and Major, J.J., eds., *Natural hazards in El Salvador*: Boulder, Colorado, Geological Society of America Special Paper 375.
- López Menjivar, M.A., Hernández De Paz, J. (2020) “Evaluación de la respuesta y vulnerabilidad sísmica de edificios de marcos resistentes a momentos y su cuantificación”. Informe para el Banco Interamericano de Desarrollo.
- López Menjivar, M.A., Hernández De Paz, J. (2018) “Desarrollo de las curvas de fragilidad y vulnerabilidad Documento final”. Informe para el Banco Mundial.
- Luco, N., Ellingwood, B.C., Hamburger, R.O. Hooper, J.D., Kimball, J.K., Kircher, C.A. (2007). Risk-Targeted versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States. *In* SEAOC 2007 convention proceedings.
- Luft, R. W. (1989) “Comparison among earthquake codes”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 4. 767-789.
- Martinez-Diaz, Jose & Mulas, Marcos & Alonso-Henar, Jorge & Álvarez-Gómez, José & Benito, Belén & Canora, Carolina & Arevalo, Juan & Staller, Alejandra & Villamor, Pilar. (2016). “Morfotectonic and seismotectonic evidence of a large seismic source near San Salvador: The Guaycume Fault”
- Martins, L., Silva, V., Bazzurro, P., Marquez, M. (2018) “Advances in the derivation of fragility functions for the development of risk-targeted hazard maps”, *Engineering Structures*, 173, p 669-680.
- McIntosh, R.D., Pezesh, S. (1997). Comparison of the Recent U.S. Seismic Codes. *Journal of Structural Engineering*, Vol 123, No 8.
- Ministerio de Obras Públicas. (21 de enero de 1966). Reglamento de diseño sísmico de El Salvador. Diario Oficial No 15, Tomo 210 (Decreto No 6).
- Ministerio de Obras Públicas. (14 de septiembre de 1989). Reglamento de emergencia de diseño sísmico de la República de El Salvador. Diario Oficial No 170, Tomo 304 (Decreto No 14).
- Ministerio de Obras Públicas. (30 de octubre de 1996-a). Norma técnica para diseño por sismo de la República de El Salvador. Diario Oficial No 204, Tomo 333 (Decreto No 105).
- Ministerio de Obras Públicas. (30 de octubre de 1996-b). Reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de la República de El Salvador. Diario Oficial No 204, Tomo 333 (Decreto No 105).

- Ministerio de Salud (2004). Norma para diseño y construcción de hospitales y establecimientos de Salud.
- Rivera Domínguez, M.E., Romero Romero, I.E., Suriano Méndez, Q.A. (2018) “Elaboración de curvas de vulnerabilidad para edificios de marcos de acero” Tesis de para optar al título de Ingeniero Civil. Universidad de El Salvador.
- Rosenblueth, E., & Prince, J. (1965). El temblor de San Salvador, 3 de mayo 1965. (A. C. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, Ed.) Primer Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- Silva, V., Crowley, H., Bazzurro, P. (2016) “Exploring Risk-Targeted Hazard Maps for Europe”, Earthquake Spectra, Volume 32, No. 2, p 1165–1186.
- S.K. Ghosh Associates, Inc. (2000). Comparison of the Seismic Provisions of Model Building Codes and Standards to the 1997 NEHRP Recommended Provisions, Report. Northbrook, Illinois.
- S.K. Ghosh Associates, Inc. (2001). Comparison of the Seismic Provisions of the 1997 Uniform Building Code to the 1997 NEHRP Recommended Provisions, Report. Northbrook, Illinois.
- Staller, A., Martinez-Diaz, J., Benito, B., Alonso-Henar, J., Hernandez, D., Hernandez-Rey, R., Diaz, M. (2016) “Present-day crustal deformation along the El Salvador Fault Zone from ZFESNet GPS network”, Tectonophysics, 670, 66–81.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). (1990). SEAOC recommended lateral force requirements and commentary. Seismology Committee, SEAOC, Sacramento, California.
- Structural Engineers Association of California (SEAOC). SEAOC Blue Book: Seismic design recommendations, September 2009 Compilation. 296p
- Styron, R., & Pagani, M. (2020). “The GEM Global Active Faults Database”. Earthquake Spectra, 36(1_suppl), 160–180.

ANEXO 1.1
MAPAS DE DISEÑO SÍSMICO ORIENTADOS AL RIESGO

MAPAS DE DISEÑO SÍSMICO ORIENTADOS AL RIESGO.

Tal como era la práctica en el SEAOC 90, UBC 91 y UBC 94, los espectros de diseño que presenta la NTDS se establecen a partir de un valor de aceleración para periodo igual a 0 s, punto en el que se ancla el perfil espectral cuyas aceleraciones, para el resto de periodos, se calculan en base a ciertos factores que tienen por objetivo tomar en cuenta el efecto del suelo. El valor de aceleración en $T = 0$ s se denomina Aceleración Máxima Esperada (AME) y, que, para el caso de El Salvador, fue obtenida reduciendo la Aceleración Pico del Suelo (PGA) para el periodo de retorno de 475 años por los efectos de duración de la sacudida y considerando, además, que el PGA solo ocurre una sola vez en toda la excitación sísmica (Singh, 1993). Claramente este método arcaico para la definición del perfil espectral tiene la gran desventaja que solamente se puede estar seguro que la única probabilidad anual de excedencia (o periodo de retorno, en su defecto) que se conoce es la de $T = 0$ s; para el resto de ordenadas espectrales el nivel de amenaza puede ser mayor o menor variando considerablemente.

Un avance, para obtener ordenadas que sean consistentes desde el punto de vista de la amenaza, es desarrollar evaluaciones de la amenaza sísmica en términos de PGV, PGD y PGA, y construir, entonces, el espectro. El NEHRP 91, NEHRP 94 Y ASCE 7-95 adoptaban ya esta metodología al usar dos parámetros para construir sus espectros, PGA y PGV, en vez de usar un solo parámetro relacionado al PGA; metodología que se mejoró grandemente al incluir el concepto del MCE en 1997, y siguió invariable hasta el ASCE 7-05. Este tipo de códigos y estándares se basan en el supuesto de la amenaza uniforme, en donde, las aceleraciones de diseño son obtenidas para un periodo de retorno (o una probabilidad anual de excedencia) constante para todo el territorio en estudio. Sin embargo, como Luco et al. (2007) lo discute sería más consistente con el uso final de los mapas de diseño sísmico el adoptar un supuesto de “riesgo constante” en el cual los sismos de diseño se establecen para un cierto nivel de riesgo sísmico, factible de calcular, tal como la probabilidad anual de colapso (Douglas et al., 2013). Esta idea ha sido empleada por United States Geological Survey para desarrollar el risk-targeted maximum considered earthquake, MCE_R , (sismo máximo considerado orientado al riesgo) en el ASCE 7-10, ASCE 7-16 y, próximamente, ASCE 7-22, haciendo notar que este último incorporará un espectro multiperiodo de 22 ordenas espectrales.

Como se explica en Luco et al. (2007) diseñar usando el concepto de amenaza uniforme, como input, no produce, automáticamente, estructuras con probabilidades de colapso uniforme debido a que la capacidad a colapso es incierta. Hay varias razones para ello. Una razón es que la aceleración espectral relacionada con el movimiento del terreno que una estructura puede resistir sin colapsar típicamente dependerá de otras características del movimiento, por ejemplo, en la forma de toda la señal sísmica (acelerograma), y debido a que la forma es

incierto, de igual manera lo es la aceleración espectral a la cual la estructura puede resistir sin colapsar. Otra de las razones por las cuales la capacidad a colapso es incierta es por la variabilidad en la calidad de construcción, propiedades de los materiales, y otras características de la estructura que influyen directamente en tal capacidad a colapso. Sin embargo, la manera que una variable aleatoria (no determinista) e incierta, como lo es la capacidad a colapso, puede ser cuantificada es a través de su desviación estándar. Por tal motivo, se usa la desviación estándar del logaritmo natural de la capacidad a colapso, denotada por θ , la cual puede ser obtenida de las funciones de fragilidad desarrolladas para tal fin, como las calculadas en el Documento 1 de esta serie.

El procedimiento para el desarrollo de los mapas de diseño sísmico de riesgo constante se explica en Luco et al. (2007) y Douglas (2013). En resumen, se emplea la formula base del riesgo sísmico, $y(a_0)$, que se obtiene de la convolución de la curva de amenaza y la curva de fragilidad usando la siguiente ecuación:

$$y(a_0) = \int_0^{\infty} H(a) \frac{dP_{a_0}(a)}{da} da \quad A1.1$$

donde, $P_{a_0}(a)$ es la curva de fragilidad que representa la probabilidad a colapso dado el movimiento del terreno a , para un nivel de diseño de a_0 y $H(a)$ es la curva de amenaza sísmica que representa la frecuencia de excedencia correspondiente al nivel del movimiento del terreno a . Se considerará que el riesgo sísmico $y(a_0)$ corresponde a la probabilidad anual de colapso para una estructura dada. Nótese que se utiliza la derivada de la curva de fragilidad caracterizada por una función de densidad de probabilidad, PDF. Para definir la curva de fragilidad se necesita el parámetro de dispersión total, θ , definido como la desviación estándar lognormal (que incluye la incerteza de la demanda y la incerteza en la calidad, la forma y las dimensiones de las construcciones), la capacidad media, o percentil 50, α , (que se calcula de las funciones de fragilidad) o, en su defecto, por cualquier otro percentil de distribución de probabilidad, como por ejemplo el percentil 10 o 15, el que puede ser tomado igual a la probabilidad a colapso de la estructura sometida al sismo MCE. La evaluación de esta integral es la base del procedimiento del riesgo constante, Douglas (2013). Reescribiendo la ecuación anterior en términos similares a los que ocupa Luco et al. (2007), se tiene:

$$P[\text{Colapso}] = \int_0^{\infty} P[SA > c] f_{\text{capacidad}}(c) dc \quad A1.2$$

La probabilidad de colapso en Y años puede ser obtenida a partir de la ecuación anterior. Siguiendo las deducciones, y supuestos, desarrollados por Luco et al. (2007), tal expresión es:

$$P[\text{Colapso en } Y \text{ años}] = 1 - (1 - P[\text{Colapso}])^Y$$

Para ejemplificar el uso de las ecuaciones A1.1 y A1.2 en la obtención de la probabilidad de colapso para un periodo de 50 años de estructuras diseñadas para el sismo MCE (es decir utilizando mapas de amenaza uniforme para el MCE) se emplea la información de la amenaza de un sitio ubicado en un lugar en San Salvador (latitud = -89.22826, longitud = 13.69419) y el periodo fundamental de vibración de una estructura es de 0.2 s.

En la Figura A.1, panel superior, se muestra la curva de amenaza para la ordenada espectral correspondiente a 0.2 s, $P[SA > c]$. Es la probabilidad anual de que la aceleración espectral a (0.2 s) exceda el valor c (capacidad de colapso). Como punto de referencia, se ubica la probabilidad anual de excedencia igual a $4E-4$, o 2% en 50 años, o dicho de otra manera, corresponde a un sismo con periodo de retorno igual a 2500 años (MCE). Para este caso la aceleración espectral (S_{MT}) para ese evento es igual a 2.122 g.

El panel medio presenta la función de la distribución de probabilidad, PDF, de la capacidad a colapso de la estructura, $f_{\text{capacidad}}(c)$. Como se dijo anteriormente, esta distribución depende de:

- La probabilidad a colapso de una estructura cuando se somete al sismo MCE. En este caso, en base a los estudios ejecutados en López y Hernández (2020), FEMA P-695, otra literatura y el criterio ingenieril, se establece que es igual al 15%, es decir, el percentil 15,
- La desviación estándar, θ , que, en base a investigaciones, orientadas al desarrollo de funciones de fragilidad de diferentes taxonomías estructurales propias de El Salvador (marcos de concreto reforzado, mampostería, edificios duales y marcos de acero), tales como López y Hernández (2020), Galán y Samayoa (2020), López y Hernández (2018), Rivera Domínguez et al. (2018), Alas y Grijalva (2018) y Alonso y Martínez (2018), se establece en promedio entre 0.5 y 0.6, seleccionando éste último para tomar en cuenta, de mejor manera, la dispersión que existe en las diferentes estructuras en el país.
- El valor de la aceleración espectral para la cual se considera que se alcanzará la probabilidad a colapso para el sismo MCE, calculado en el paso anterior como $S_{MT} = 2.122$ g.

En el panel inferior se muestra el resultado de los dos paneles superiores, que es el producto punto por punto de la curva de amenaza $P[SA > c]$ y la función de distribución de probabilidad, PDF, $f_{\text{capacidad}}(c)$, que es nada más y nada menos que el integral del riesgo. El área bajo la curva es la probabilidad a colapso, tal como se define en la integral.

Se observa, entonces, que la probabilidad a colapso es de 1.07% en 50 años. Repitiendo este procedimiento pueden obtenerse las probabilidades a colapso para los 1969 puntos restantes en el país. De tales resultados se notó que la probabilidad a colapso mínima fue de 0.67% en 50 años y la máxima de 1.39% para el mismo periodo, por lo que el valor de 1.00% en 50 años se usó como la probabilidad meta.

En la figura A1.2 se muestra gráficamente como se obtuvo la aceleración espectral para la probabilidad a colapso meta de 1.00% en 50 años. La metodología se basa en un proceso inverso iterativo en donde el resultado de la integral del riesgo es la probabilidad a colapso meta (fijo) y se deberá encontrar el correspondiente S_{MT}^* producto de las variaciones de las funciones de densidad de probabilidad (recordando que S_{MT}^* es una variable para su cálculo) y la correspondiente curva de amenaza (la cual no cambia). La aceleración espectral para esa probabilidad a colapso meta es de 2.164 g. Repitiendo tal procedimiento para los restantes puntos del país se encuentra el mapa de diseño sísmico orientado al riesgo para una probabilidad a colapso del 1.00% en 50 años.

Dividiendo las aceleraciones espectrales del mapa de riesgo sísmico orientado al riesgo por las aceleraciones espectrales del mapa de amenaza uniforme se obtienen un mapa de coeficientes de riesgo, como se muestra en la figura A1.3 y A1.4 para las ordenadas espectrales de 0.2 s y 1.0 s, respectivamente.

Diseñando para el MCE (sismo extremo) obtenido de los mapas de amenaza uniforme, para una ubicación en San Salvador

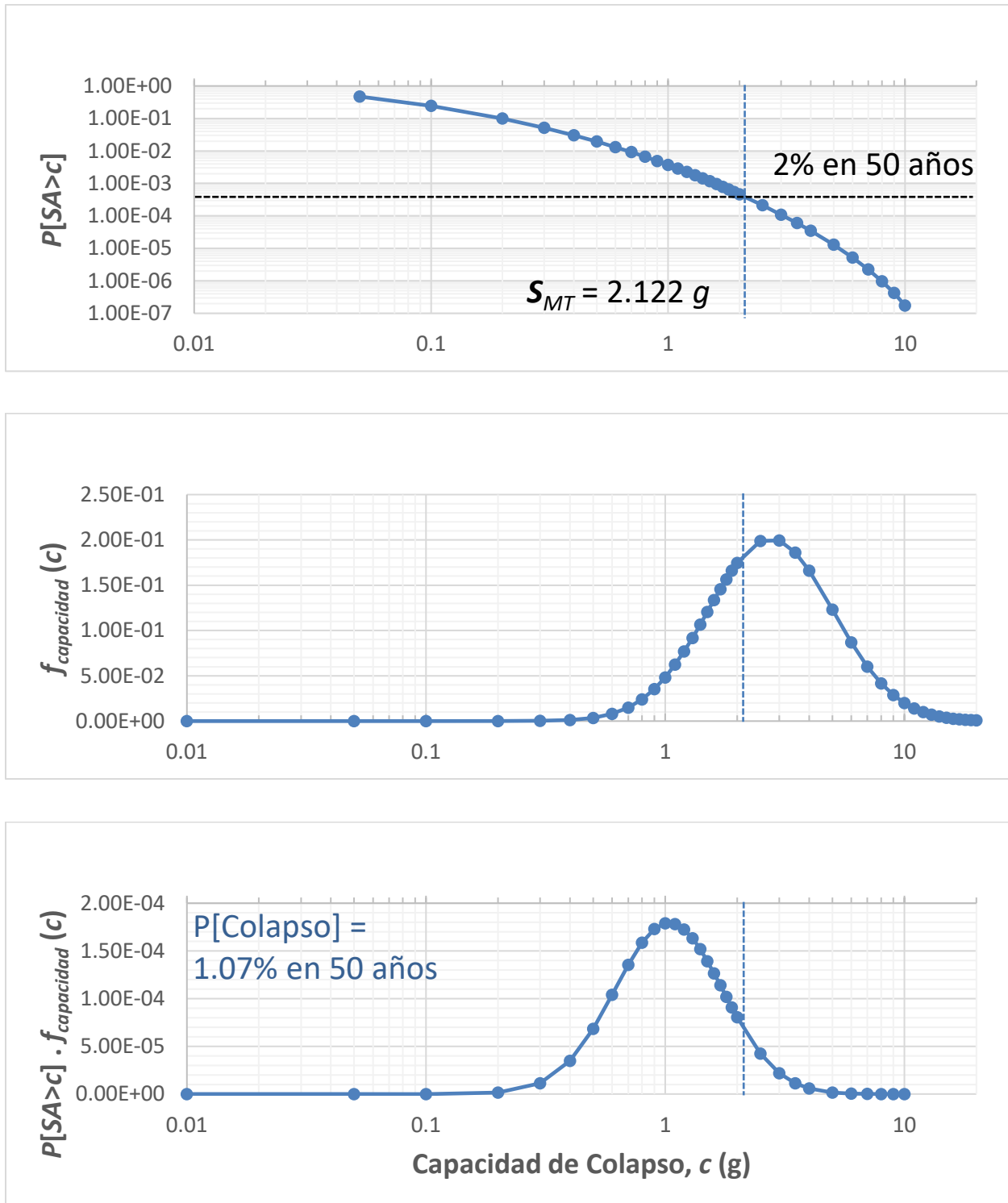


Figura A.1. Probabilidad de colapso en 50 años de una estructura diseñada para el sismo MCE

Diseñando para el movimiento del terreno orientado al riesgo, para una ubicación en San Salvador

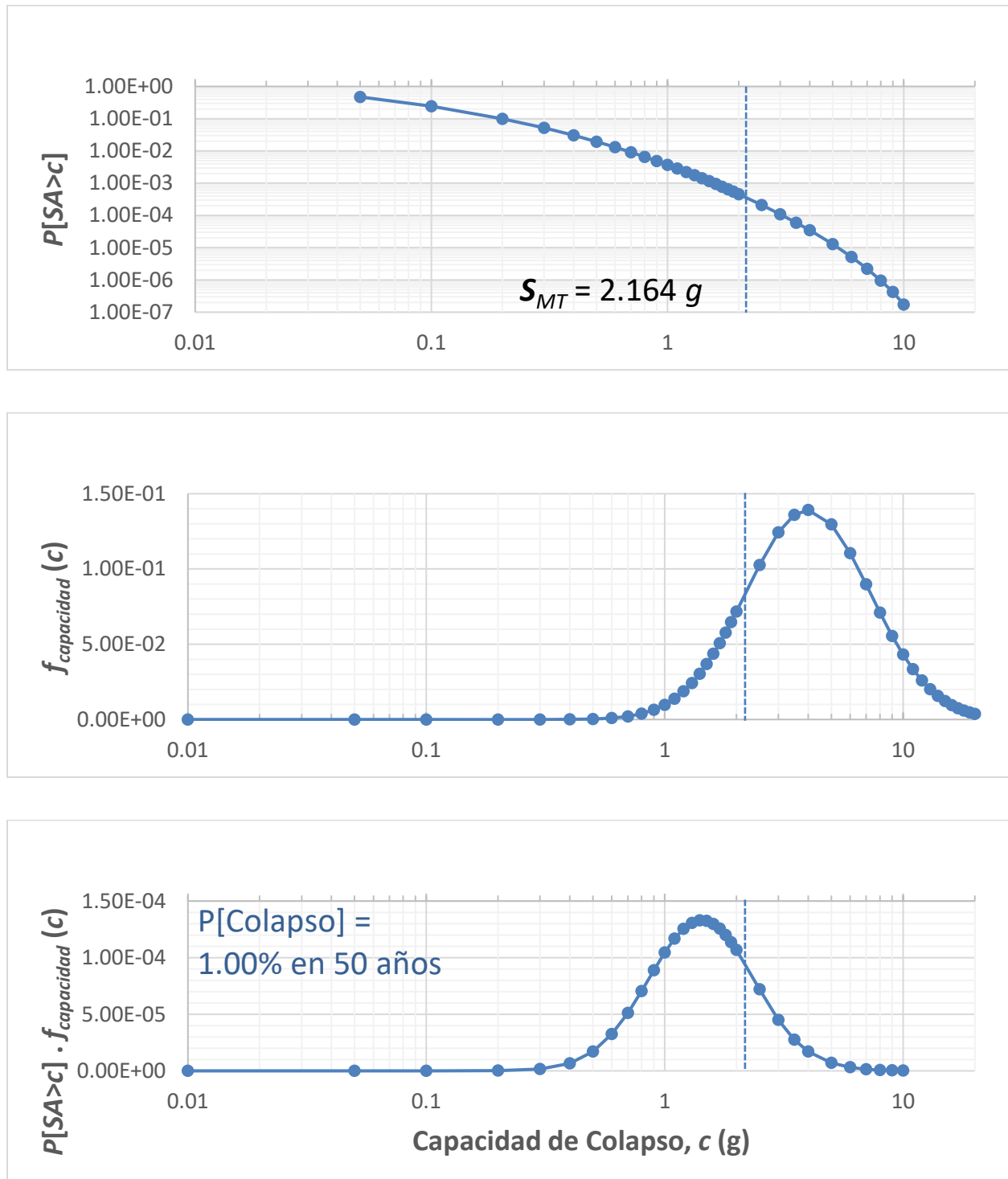


Figura A.2. Probabilidad de colapso en 50 años para un sismo orientado el riesgo

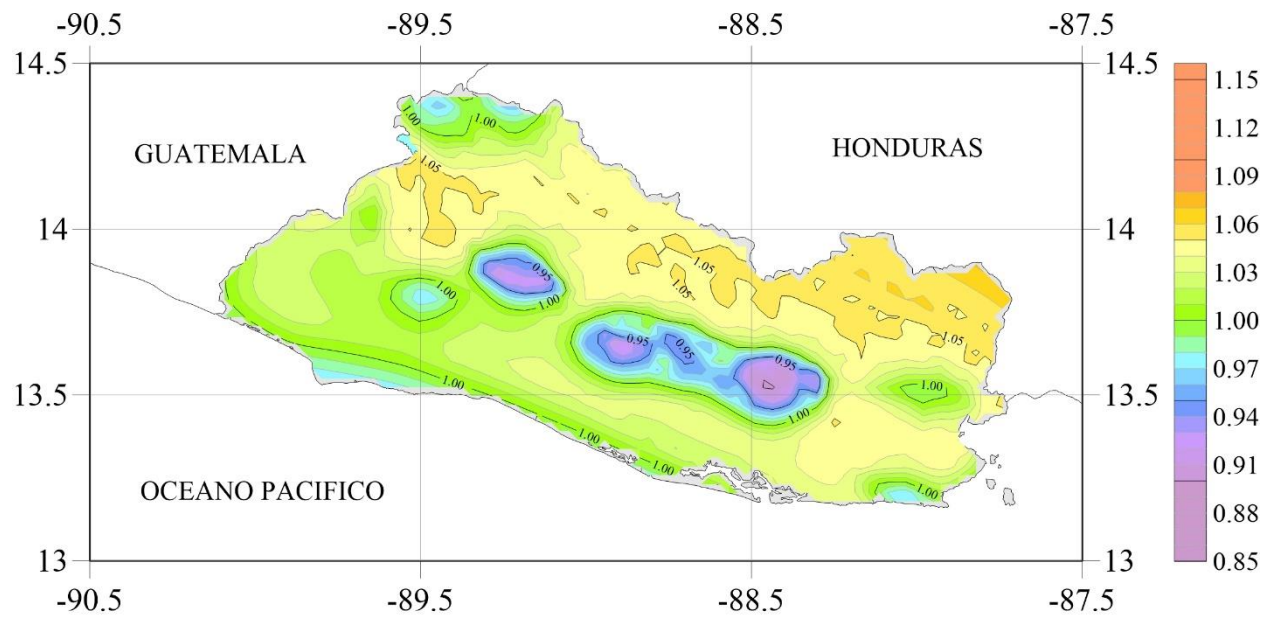


Figura A.3. Coeficientes de riesgo para $T = 0.2$ s.

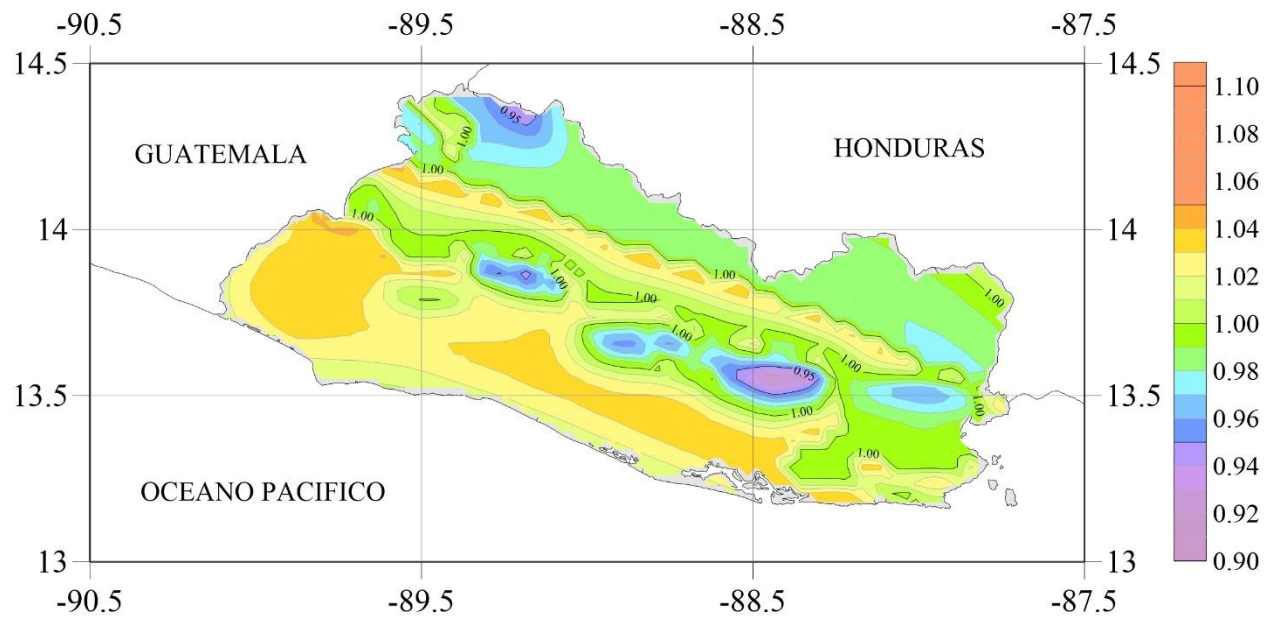


Figura A.4. Coeficientes de riesgo para $T = 1.0$ s.

ANEXO 1.2
BASE TEÓRICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE FUNCIONES DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD DE
LA CAPACIDAD DE COLAPSO.

BASE TEÓRICA PARA LA CONSTRUCCIÓN DE FUNCIONES DE DENSIDAD DE PROBABILIDAD DE LA CAPACIDAD DE COLAPSO.

Distribución normal.

Distribución $N(\mu, \sigma)$ Distribución normal con media μ y desviación estándar σ .

$$f(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x-\mu}{\sigma} \right)^2} \quad -\infty < x < +\infty$$

$f(x)$ Función de densidad de probabilidad. El área bajo la curva es igual a 1.

Distribución $Z(0,1)$ = Distribución $N(0,1)$. Distribución normal con media **0** y desviación estándar **1**.

$$f(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{z^2}{2}} \quad -\infty < z < +\infty$$

Relación entre variables z y x

$$z = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad \rightarrow \quad x = \sigma z + \mu$$

Distribución lognormal.

El logaritmo de la variable está normalmente distribuido.

Sea Y una variable con distribución $N(\mu, \sigma)$. La variable $X = e^Y$, (o sea $Y = \ln X$) sigue una distribución lognormal.

$$f(x) = \frac{1}{x \sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x - \mu}{\sigma} \right)^2} \quad x > 0$$

Distribución lognormal de Luco (2007).

$$f(c) = \frac{1}{c \beta \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln c - \mu}{\beta} \right)^2} \quad c > 0$$

- c Capacidad de la estructura. Variable logarítmica normal.
- μ Valor medio **del logaritmo natural** de la variable c .
- β Desviación estándar **del logaritmo natural** de la variable c .

Luco fija el valor de β en **0.80** y define el valor de μ en función del parámetro $c_{10\%}$, que se define como el valor de la variable c para el cual la probabilidad de colapso es igual al **10%**.

De las tablas de probabilidad normal **N(0,1)** se obtienen los valores de la variable normalizada z que corresponde a un determinado percentil.

Así, por ejemplo, para el percentil **10** (esto es, $S_{MT} = c_{10\%}$, como lo considera Luco), el valor de la variable normalizada es **-1.28**. Alternativamente, puede buscarse el valor del percentil **90** y cambiarle el signo al valor de la variable normalizada.

Como la variable c sigue una distribución logarítmica normal, lo anterior significa:

$$\frac{\ln c_{10\%} - \mu}{\beta} = -1.28$$

$$\mu = \ln c_{10\%} + 1.28 \beta$$

Notar entonces que en general puede hacerse:

$$\mu = \ln c^* + \alpha \beta \quad \text{con} \quad c^* = S_{MT}$$

en donde α es el valor de la variable normalizada obtenido de las tablas y que se fija con el percentil seleccionado. Nótese además que para percentiles inferiores al percentil 50, los valores de la variable normalizada son negativos y que los valores de α correspondientes son positivos. Observar además que μ coincide con el valor de c^* para el percentil **50**.

Como ilustración adicional, si se toma como referencia el percentil **15**, el valor de la variable sería **-1.036** y el valor de α sería **1.036**.

