



# **CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA SISMOS**

**ACS AEC**

ASSOCIATION OF CARIBBEAN STATES  
ASOCIACION DE ESTADOS DEL CARIBE  
ASSOCIATION DES ETATS DE LA CARAIBE

**Versión final, Mayo de 2003**





**Association of Caribbean States © 2003**  
5-7 Sweet Briar Road, St. Clair, P.O. Box 660  
Port of Spain, Trinidad and Tobago, West Indies  
Tel: (868) 622 9575 | Fax: (868) 622 1653  
<http://www.acs-aec.org> -- [mail@acs-aec.org](mailto:mail@acs-aec.org)

**CÓDIGO MODELO DE CONSTRUCCIÓN PARA SISMOS4**

*Este código modelo fue preparado por:*

**Prof. Ezio Faccioli**  
Politecnico di Milano  
*Italy*

&

**Prof. Gian Michele Calvi**  
Università di Pavia  
*Italy*

*Con la asistencia de:*

**Prof. Jorge Gutiérrez**  
&  
**Prof. Guillermo Santana**  
Universidad de Costa Rica  
*Costa Rica*

**Dr. Myron W. Chin**  
&  
**Dr. Winston Suite**  
The University of the West Indies  
*Trinidad y Tobago*

**Prof. Dr. Carlos Llanes Burón**  
Instituto Superior Politécnico “José Antonio Echeverría”  
*Cuba*

## ÍNDICE

<b>PRÓLOGO</b>	<b>9</b>
<b>I. ALCANCE</b>	<b>12</b>
1.1 CONCEPTOS EXPLÍCITOS.....	12
1.2 OBJETIVOS DEL DESEMPEÑO Y REQUISITOS FUNDAMENTALES DE SEGURIDAD	12
1.2.1 Requisitos de seguridad.....	12
<b>II. ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y CARACTERIZACIÓN DEL SITIO</b>	<b>14</b>
2.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y CRITERIOS RELACIONADOS, BASE PARA LOS FACTORES DE IMPORTANCIA .....	14
2.2 NIVELES DE INTENSIDAD SÍSMICA .....	14
2.3 CONSIDERACIONES DE FALLA CERCANA.....	15
2.4 REQUISITOS DEL SITIO DE CONSTRUCCIÓN Y LOS SUELOS DE CIMENTACIÓN.	15
2.5 IDENTIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELO .....	15
<b>III. ACCIONES SÍSMICAS</b>	<b>17</b>
3.1 ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICOS (HORIZONTALES Y VERTICALES).....	17
3.2 ESPECTROS DE DISEÑO .....	19
3.2.1 Espectros de diseño para el requisito de no-colapso .....	19
3.2.2 Espectros de diseño para el requisito de límite de daño.....	20
3.3 REPRESENTACIONES ALTERNATIVAS DE LA ACCIÓN SÍSMICA: TIEMPO-HISTORIA DE ACELERACIONES .....	20
3.4 DESPLAZAMIENTO DEL TERRENO DE DISEÑO .....	21

<b><u>IV. REGULACIONES Y PARÁMETROS GENERALES PARA LA CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL</u></b>	<b><u>22</u></b>
4.1 CLASES Y FACTORES DE IMPORTANCIA .....	22
4.2 TIPOS ESTRUCTURALES Y FACTORES DE COMPORTAMIENTO .....	23
4.2.1 Tipos Estructurales.....	23
4.2.2 Factores de Comportamiento .....	24
4.3 CARACTERÍSTICAS DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL .....	25
4.3.1 General.....	25
4.3.2 Regularidad .....	28
4.3.3 Criterios para regularidad en planta.....	29
4.3.4 Criterios para la regularidad en elevación.....	30
4.3.5 Elementos sísmicos primarios y secundarios.....	31
4.3.6 Medidas adicionales.....	32
4.4 DUCTILIDAD DE ELEMENTOS Y COMPONENTES .....	33
4.4.1 Condiciones de ductilidad global.....	33
4.4.2 Condiciones de ductilidad local .....	34
<b><u>V. FUERZAS DE DISEÑO, MÉTODOS DE ANÁLISIS Y LÍMITES DE LA DERIVA</u></b>	<b><u>36</u></b>
5.1 COMBINACIONES DE CARGA INCLUYENDO EFECTOS DE CARGA SÍSMICA ORTOGONAL .....	36
5.1.1 Componentes horizontales de la acción sísmica .....	36
5.1.2 Componente vertical de la acción sísmica .....	37
5.1.3 Combinación de la acción sísmica con otras acciones.....	38
5.2 MÉTODOS DE ANALISIS .....	40
5.2.1 General.....	40
5.2.2 Procedimientos Estáticos Lineales.....	40
5.2.3 Métodos de superposición modal.....	44
5.2.4 Métodos no lineales. ....	45
5.3 CONSIDERACIONES TORSIONALES.....	48
5.3.1 Excentricidad accidental adicional.....	48
5.3.2 Excentricidad accidental adicional para análisis simplificado.....	49
5.3.3 Efectos torsionales accidentales.....	49
5.4 LÍMITES DE LA DERIVA .....	50
5.5 CONSIDERACIONES DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA .....	50

**VI. VERIFICACIONES DE SEGURIDAD** **51**

<b>6.1</b>	<b>SEPARACIÓN DE EDIFICACIONES .....</b>	<b>51</b>
<b>6.2</b>	<b>RESISTENCIA DE DIAFRAGMAS HORIZONTALES .....</b>	<b>52</b>
<b>6.3</b>	<b>REQUISITOS PARA LAS CIMENTACIONES.....</b>	<b>52</b>
<b>6.4</b>	<b>CONSIDERACIONES DE EFECTOS P-<math>\Delta</math> .....</b>	<b>52</b>
<b>6.5</b>	<b>DISEÑO Y DETALLE DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDARIOS Y NO- ESTRUCTURALES .....</b>	<b>53</b>
6.5.1	General .....	53
6.5.2	Componentes no-estructurales .....	53
<b>6.6</b>	<b>MEDIDAS PARA PÓRTICOS DE MAMPOSTERÍA RELLENOS.....</b>	<b>55</b>
6.6.1	General .....	55
6.6.2	Requisitos y criterios.....	56
6.6.3	Irregularidades debidas a muros de mampostería de relleno .....	57
6.6.4	Límite de daño de muros de relleno .....	58

**VII. PREVISIONES PARA AISLAMIENTO DE LA BASE** **59**

<b>7.1</b>	<b>GENERAL .....</b>	<b>59</b>
<b>7.2</b>	<b>CRITERIOS DE OBSERVANCIA.....</b>	<b>59</b>
<b>7.3</b>	<b>PREVISIONES GENERALES DE DISEÑO .....</b>	<b>60</b>
7.3.1	Dispositivos y control de movimientos no deseables .....	60
7.3.2	Control de movimientos de terreno sísmico-diferenciales.....	61
<b>7.4</b>	<b>ACCIÓN SÍSMICA .....</b>	<b>61</b>
<b>7.5</b>	<b>FACTOR DE COMPORTAMIENTO .....</b>	<b>62</b>
<b>7.6</b>	<b>PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO .....</b>	<b>62</b>
<b>7.7</b>	<b>ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>62</b>
7.7.1	General .....	62
7.7.2	Análisis lineal equivalente .....	63
7.7.3	Análisis lineal simplificado.....	64
7.7.4	Análisis lineal simplificado modal.....	66
7.7.5	Análisis de historia de tiempo .....	66
<b>7.8</b>	<b>VERIFICACIONES DE SEGURIDAD EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO .....</b>	<b>67</b>

**VIII. EDIFICACIONES SIMPLES** **68**

<b>8.1</b>	<b>ALCANCE .....</b>	<b>68</b>
<b>8.2</b>	<b>VERIFICACIONES DE DISEÑO Y SEGURIDAD .....</b>	<b>68</b>
<b>8.3</b>	<b>REGULACIONES ESPECÍFICAS Y DETALLE.....</b>	<b>69</b>

**IX. PREVISIONES PARA EDIFICACIONES EXISTENTES** **70**

<b>9.1</b>	<b>GENERAL .....</b>	<b>70</b>
<b>9.2</b>	<b>INFORMACIÓN PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.....</b>	<b>70</b>
9.2.1	Información general e historia .....	70
9.2.2	Datos de entrada requeridos .....	71
9.2.3	Niveles de conocimiento, métodos de análisis y factores de seguridad parcial.....	71
<b>9.3</b>	<b>EVALUACIÓN.....</b>	<b>73</b>
9.3.1	General .....	73
9.3.2	Acción sísmica y combinación de carga sísmica .....	73
9.3.3	Modelación estructural.....	73
9.3.4	Métodos de análisis .....	74
9.3.5	Verificaciones de seguridad .....	76
<b>9.4</b>	<b>CRITERIOS PARA INTERVENCIÓN ESTRUCTURAL .....</b>	<b>76</b>
<b>9.5</b>	<b>REDISEÑO DE REPARACIÓN Y/O REFUERZO .....</b>	<b>80</b>
9.5.1	Procedimiento de rediseño .....	80
9.5.2	Datos básicos para transferencia de fuerza .....	80
9.5.3	Ductilidad local y global .....	84
9.5.4	Rigideces y resistencias post-intervención.....	85



## **PRÓLOGO**

### **INTRODUCCIÓN**

Reconociendo la necesidad de que cada país susceptible a desastres tenga normas de construcción apropiadas, la Asociación de Estados del Caribe (AEC), con la asistencia financiera del Gobierno de Italia a través de su Fondo de Fideicomiso administrado por el Banco Interamericano de Desarrollo (BID), y de STIRANA (Fundación para la Preparación ante Desastres de las Antillas Neerlandesas), ha emprendido un proyecto destinado a la “*Actualización de los Códigos de Construcción del Gran Caribe para Vientos y Sismos*” y a partir de ahí reducir la vulnerabilidad ante los desastres naturales. Esta iniciativa es consistente con la meta del Comité Especial de Desastres Naturales de la AEC de reducir riesgos y pérdidas causadas por los desastres naturales en los Países Miembros de la AEC.

El objetivo de la primera fase del proyecto era producir y difundir códigos modelo “state-of-the-art” para cargas de vientos y sismos así como recomendaciones para actualizar los códigos existentes, de tal manera que los Países Miembros de la AEC puedan dotarse de nuevos códigos adecuados o mejorar los existentes, para desarrollar mejores prácticas y técnicas de construcción de edificaciones seguras y confiables.

### **EVALUACIÓN DE LOS CÓDIGOS SÍSMICOS EXISTENTES EN EL GRAN CARIBE**

La primera parte del proyecto fue dedicada a un minucioso análisis de la situación de los actuales códigos para diseño sismorresistente en los Países Miembros Hispano parlantes y Anglolarlantes de la AEC. Para lograr esta tarea, se prepararon Formularios de Evaluación ad hoc, cuyos encabezados incluyeron todos los temas principales que deberían encontrarse en un código moderno. Subsecuentemente, los códigos sísmicos existentes de los Países Miembros Hispano parlantes y Anglolarlantes de la AEC fueron revisados y evaluados a profundidad, y se completaron los Formularios. Al final de cada Formulario de Evaluación, se formularon recomendaciones sobresalientes para mejorar el código. Los Formularios fueron finalmente difundidos a los Países Miembros de la AEC.

Una situación extremadamente diversificada surgió de estas evaluaciones.

### **PREPARACIÓN DE UN CÓDIGO MODELO**

En la segunda parte del proyecto se redactó un Código Modelo, para ser utilizado por cada Estado en la actualización/preparación de Códigos de Práctica reales, inspirados por conceptos comunes.

La diversidad de situaciones en cada país sugirió la preparación de un código modelo conceptual, no solo completo en su alcance sino también capaz de permitir el desarrollo de códigos de práctica reales en diferentes niveles de complejidad.

Este paso requirió una clara distinción entre principios, a ser adoptados como la base de regulaciones de diseño y seguridad, y recomendaciones para implementar estos principios como regulaciones prácticas.

La selección conceptual de un código modelo implicó que no se debería hacer referencia a materiales de construcción ni sistemas estructurales específicos, ya que estos deberían ser tratados en el ámbito nacional o regional.

Estas decisiones fueron implementadas mediante la adopción de la Norma Europea para Diseño Sismorresistente de Estructuras (Eurocode 8, versión final de Enero de 2003) como un documento de referencia básico, ya que se tuvieron que afrontar problemas similares en Europa para armonizar las normas de código sísmico de los diferentes países.

Debido a su base conceptual, el Código Modelo está supuesto a ser utilizado por autores de códigos y autoridades, no por profesionales actuando en forma individual.

### **ZONIFICACIÓN SÍSMICA**

El mapa de zonificación sísmica al que se hace referencia en el Código Modelo debería ser obligatorio a nivel Estatal, pero posiblemente basado en estudios científicos globales extensos y consistentes para toda la Región del Gran Caribe, para evitar inconsistencia en las fronteras entre los diferentes estados. Por lo tanto **se recomienda que se desarrolle un “mapa de zonificación sísmica modelo” para dicha región.**

Los mapas de zonificación sísmica serán desarrollados utilizando métodos aceptados internacionalmente, datos actualizados y procedimientos transparentes y repetibles. Se deberían prever revisiones periódicas.

### **IMPLEMENTACIÓN Y MONITOREO DEL USO DE UN CÓDIGO**

Los Países de la Región del Gran Caribe deberían **dar prioridad al fortalecimiento de los códigos de construcción existentes y al desarrollo de nuevos códigos.**

El desarrollo de códigos nacionales relativamente avanzados basados en el presente código modelo no producirá automáticamente una reducción del riesgo por viento. Tal reducción requiere medidas adecuadas para aplicar el código, para monitorear su desempeño,

incrementar el nivel de comprensión y la preparación específica de profesionales y consultores.

La implementación de un código requiere hacer obligatoria su aplicación, implicando por lo tanto cierto tipo de control de la aplicación del código en el diseño, evaluación y fortalecimiento, **a través de la creación de mecanismos de aplicación e inspección**. Este objetivo se puede llevar a cabo mediante la definición de estrategias y la creación de oficinas especiales a cargo de la recolección de datos de diseño, que respondan a interrogantes técnicas, y que verifiquen el uso real y apropiado del código en muestras seleccionadas de los casos diseñados y construidos. Dichas muestras de las edificaciones diseñadas existentes que serían chequeadas pueden ser definidas para diferentes categorías de importancia de edificación (Ej. 5% para la clase de importancia IV, 10% para la clase de importancia III, 50% para la clase de importancia II, 100% para la clase de importancia I).

Para reforzar estas regulaciones de construcción, los Gobiernos deben trabajar con empresas de seguros y financieras del sector privado, para que de esta manera, se **estimule el desarrollo de incentivos financieros**, como reducciones de pólizas o préstamos con tasas menores, para los edificios construidos apropiadamente utilizando los patrones y las regulaciones establecidas.

## **EDUCACIÓN Y DIFUSIÓN**

La importancia de **asegurar un alto nivel de competencia de los proyectistas** nunca puede ser lo suficientemente sobreestimada. Esto sugiere recomendar que todos los medios deben ser explotados para incrementar la comprensión de los conceptos y regulaciones definidas en los códigos. Las medidas apropiadas pueden incluir la organización de cursos cortos, probablemente usando herramientas de aprendizaje electrónico, preparación de manuales y herramientas de ayuda en línea, verificaciones periódicas de la competencia efectiva de los profesionales.

## **REVISIONES PERIÓDICAS**

Se recomienda establecer un procedimiento para la **actualización periódica de los códigos modelo y nacionales**, basado en avances científicos y en los resultados del proceso de monitoreo. Estas revisiones deberían ser consideradas en intervalos de tiempo dentro del rango de 5 a un máximo de 10 años.

## **I. ALCANCE**

### **1.1 CONCEPTOS EXPLÍCITOS**

Este código modelo está previsto para ser utilizado en el diseño y construcción de nuevas edificaciones en regiones sísmicas, así como en la readaptación de edificaciones existentes.

Las estructuras que no son edificaciones, tales como puentes, tanques, diques, y estructuras más allá de la línea costera, están fuera del alcance de este documento.

El código modelo contiene únicamente previsiones que deben ser observadas para el diseño de estructuras en regiones sísmicas, en adición a las previsiones de otros códigos de construcción y diseño estructural relevantes aplicables en cada país.

### **1.2 OBJETIVOS DEL DESEMPEÑO Y REQUISITOS FUNDAMENTALES DE SEGURIDAD**

El propósito del código es asegurar que en caso de sismos:

- Se protejan vidas humanas;
- Se limite el daño;
- Que estructuras de importancia para la protección civil, se mantengan en operación.

Las estructuras en regiones sísmicas serán diseñadas y construidas de tal manera que los siguientes requisitos específicos se cumplan, cada uno con un nivel adecuado de confiabilidad:

#### **1.2.1 Requisitos de seguridad**

*Requisito de no-colapso:* La estructura, incluyendo dispositivos de aislamiento sísmico y disipación si están presentes, será diseñada y construida para soportar la acción sísmica de diseño definida en la sección 3 sin colapso local o global, reteniendo por lo tanto su integridad estructural y una capacidad de soporte de carga residual después de los eventos sísmicos.

*Requisito de límite de daño:* La estructura, incluyendo equipo relevante para el funcionamiento de la edificación, será diseñada y construida para soportar una acción sísmica que tenga mayor probabilidad de incidencia que la acción sísmica de diseño, sin la ocurrencia de daño y limitaciones asociadas de uso, cuyos costos serían desproporcionadamente altos en comparación con los costos de la estructura misma. Para

categorías particulares de edificaciones, las cuales deben mantenerse totalmente en operación aún después de sismos violentos, los valores de la acción de diseño pueden ser incrementados, refiriéndose a probabilidades de ocurrencias similares o las más cercanas a aquellas que rigen el requisito de no-colapso.

Para satisfacer el requisito de seguridad de no-colapso serán seguidas las provisiones presentadas en este código, en particular en lo que se refiere a:

- la selección de la acción sísmica de diseño con respecto a la zonificación sísmica y la clasificación de tipos de suelo descritos en 2.5;
- la adopción de un modelo mecánico de la estructura capaz de describir con precisión su respuesta bajo excitación dinámica;
- la selección de un método de análisis apropiado para las características de la estructura, como se indica en 5.2;
- la comprobación de aceptable compatibilidad en cuanto a resistencia y desplazamiento;
- la adopción de todo lo que detallan las reglas que aseguren los recursos de ductilidad adecuados a los elementos estructurales y a la construcción en su conjunto, como se considere apropiado para cada material de construcción.

El requisito de límite de daño se considera satisfecho si las regulaciones presentadas en este código modelo son satisfechas, con referencia a 5.4.

## **II. ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y CARACTERIZACIÓN DEL SITIO**

### **2.1 ZONIFICACIÓN SÍSMICA Y CRITERIOS RELACIONADOS, BASE PARA LOS FACTORES DE IMPORTANCIA**

Para la implementación de este código, el territorio nacional de un País será subdividido en zonas sísmicas, dependiendo del riesgo local. Por definición, cada zona se caracteriza por un riesgo constante, cuantificado por un valor diferente del parámetro  $a_g$ , aceleración de referencia horizontal máxima del terreno en suelo de tipo A (definido en 2.5), como se muestra en 2.2.

La aceleración de referencia máxima del terreno seleccionada por las Autoridades Nacionales para cada zona sísmica, generalmente corresponderá a un período de referencia de recurrencia de la acción sísmica igual a 475 años para el requisito de no-colapso, o equivalentemente a una probabilidad de referencia de excedencia de 10% en 50 años.

Se asigna al período de referencia de recurrencia de 475 años un factor de importancia  $\gamma_I$  igual a 1.0. Se introducirán diferentes valores de  $\gamma_I$  para clasificar las estructuras en diferentes clases de importancia, como se muestra en 4.1, asociadas a diferentes requisitos de confiabilidad.

Para períodos de recurrencia distintos al de referencia, la aceleración del terreno del diseño en suelo de tipo A es igual a  $a_g \gamma_I$ .

La aceleración de referencia máxima del terreno en suelo tipo A,  $a_g$ , para uso en un País o en partes de éste, será derivada de mapas de zonificación que representan los valores de  $a_g$  en suelo de Tipo A para el período de recurrencia de referencia de 475 años.

### **2.2 NIVELES DE INTENSIDAD SÍSMICA**

Los valores de la aceleración máxima horizontal en suelo de tipo A  $a_g$ , expresados como una fracción de la aceleración de la gravedad  $g$  ( $= 9.81 \text{ m/s}^2$ ), a ser adoptados en las zonas sísmicas serán de manera indicativa los siguientes:

<b>Zona sísmica</b>	<b>Aceleración máxima horizontal del terreno con 10 % de probabilidad de excedencia en 50 años</b>	<b>Valor de <math>a_g</math></b>
1	> 0.30 g	0.35 g
2	0.20-0.30 g	0.25 g
3	0.10-0.20 g	0.15 g
4	<0.10 g	0.05 g

La atribución de un área a una zona sísmica debería basarse en una evaluación de riesgo sísmico, consistente con 2.1.

### **2.3 CONSIDERACIONES DE FALLA CERCANA**

Edificaciones de las clases de importancia I, II, III definidas en 4.1, generalmente no serán levantadas en la vecindad inmediata de fallas tectónicas reconocidas como sísmicamente activas en documentos oficiales emitidos por autoridades nacionales competentes.

La ausencia de movimiento en la última parte del Cuaternario puede ser utilizada para identificar fallas no activas para la mayoría de estructuras que no son críticas para la seguridad pública.

Se llevarán a cabo investigaciones geológicas especiales para propósitos de planificación urbana y para estructuras importantes a ser levantadas cerca de fallas potencialmente activas en áreas de sismicidad alta y moderada (zonas sísmicas 1 y 2), para determinar el riesgo resultante en términos de ruptura del terreno y severidad del temblor de tierra.

### **2.4 REQUISITOS DEL SITIO DE CONSTRUCCIÓN Y LOS SUELOS DE CIMENTACIÓN**

Se llevarán a cabo suficientes investigaciones in situ para asegurar que el sitio de construcción y los suelos presentes en el mismo estén en general libres de riesgos de inestabilidad de taludes y deslizamiento de tierra, así como de asentamientos permanentes y fenómenos de ruptura local causados por licuefacción o por asentamientos excesivos en la eventualidad de un sismo.

Una verificación de la estabilidad del terreno será llevada a cabo para estructuras a ser levantadas sobre o cerca de taludes naturales o artificiales, para verificar que la seguridad y/o capacidad de servicio de las estructuras sean preservadas bajo el sismo de diseño. Dependiendo de la importancia del tipo de estructura y las condiciones particulares del proyecto, deberían ser hechas investigaciones del terreno y/o estudios geológicos para clasificar los suelos de cimentación según los tipos de suelo descritos en 2.5, y para la determinación resultante de la acción sísmica.

### **2.5 IDENTIFICACIÓN DE TIPOS DE SUELO**

Los tipos de suelo A, B, C, D, y E, descritos por los perfiles y parámetros dados a continuación, serán utilizados para representar la influencia de las condiciones locales del suelo sobre la acción sísmica (las profundidades están medidas a partir del nivel inferior de los cimientos):

- A - *Roca, formaciones similares a roca, o suelos muy rígidos homogéneos aglutinados* con valores de velocidad promedio de onda de cortante  $V_{S30}$  mayores que 800 m/s, incluyendo como máximo 5 m de material más blando en la superficie.
- B - *Depósitos de arena/grava muy densa o de arcillas rígidas*, como mínimo varias decenas de metros de espesor, caracterizados por un incremento gradual de las propiedades mecánicas con profundidad, y por valores de  $V_{S30}$  entre 360 m/s y 800 m/s (o resistencia normal de penetración  $N_{SPT} > 50$ , o resistencia de cortante no agotada  $c_u > 250$  kPa).
- C - *Depósitos de arena/grava densa o medianamente densa o de arcillas rígidas*, con espesor desde varias decenas a muchos cientos de metros, y valores de  $V_{S30}$  entre 180 y 360 m/s ( $15 < N_{SPT} < 50$ ,  $70 < c_u < 250$  kPa).
- D - *Depósitos de suelo flojo a medianamente no cohesivo* (con o sin algunas capas cohesivas suaves), o predominantemente de suave a firmemente cohesivo, con valores de  $V_{S30} < 180$  m/s ( $N_{SPT} < 15$ ,  $c_u < 70$  kPa).
- E - *Perfiles de suelo de aluvión superficiales*, con valores de  $V_{S30}$  similares a los de tipos C o D y con espesor entre aproximadamente 5 m y 20 m, recubriendo una formación más rígida de suelo de tipo A.

La velocidad promedio de la onda de cortante  $V_{S30}$  puede ser calculada de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{1,N} \frac{h_i}{v_{s,i}}}$$

donde  $h_i$  y  $v_i$  denotan el espesor (en m) y velocidad de la onda de cortante de la formación o capa  $i^a$ , en un total de  $N$ , existentes en los 30 m superiores.

Las acciones sísmicas de diseño para estructuras a ser levantadas en tipos de suelo A, B, C, D, y E se especifican en 3.1.

Para perfiles de suelo particulares no incluidos en la clasificación anterior, tales como aquellos que incluyen como mínimo 10 m de arcillas muy suaves y de alta plasticidad, o depósitos de suelo susceptibles a licuefacción, se requieren estudios especiales para la definición de la acción sísmica.



### III. ACCIONES SÍSMICAS

#### 3.1 ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICOS (HORIZONTALES Y VERTICALES)

El modelo de referencia para la descripción de los movimientos sísmicos en un punto sobre la superficie del terreno es representado por un espectro de respuesta de aceleración de terreno elástico, en adelante llamado “espectro de respuesta elástico”.

Para ciertas aplicaciones, el movimiento sísmico puede ser descrito por series de tiempo de aceleración (acelerogramas), según lo especificado en 3.3.

El movimiento sísmico horizontal consiste de dos componentes perpendiculares independientes, que tienen el mismo espectro de respuesta.

En ausencia de información específica documentada, la componente vertical del movimiento sísmico del terreno será representada a través de un espectro de respuesta elástico diferente del de las componentes horizontales, como se especifica más adelante.

El espectro de respuesta elástico consiste de una forma espectral (espectro normalizado), el cual se asume que es independiente del nivel de intensidad sísmica, multiplicado por la aceleración máxima horizontal del terreno ( $a_g S$ ) aplicable en el sitio de construcción.

El espectro de respuesta elástico horizontal se define mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.2}$$

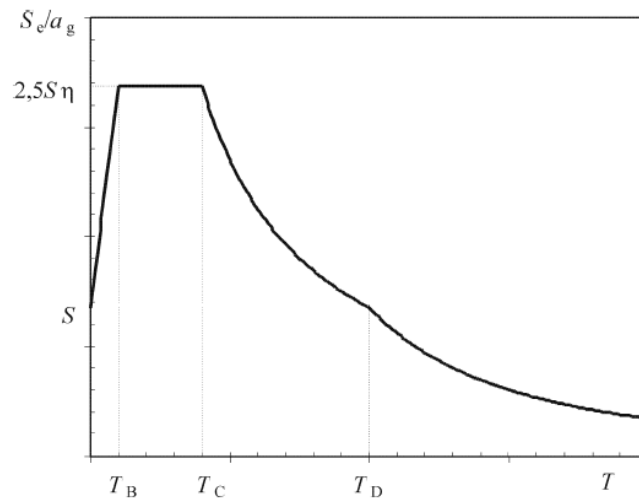
donde  $S_e$  = espectro de respuesta elástico  
 $S$  = factor de amplificación del suelo (independiente del período de vibración);  
 $\eta$  = factor de corrección de amortiguamiento con valor de referencia  $\eta = 1$  para 5% de amortiguamiento viscoso, el cual puede ser determinado por la expresión:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.3)$$

- donde  $\xi$  = razón<sup>1</sup> de amortiguamiento viscoso de la estructura, expresado en porcentaje;  
 $T$  = período natural de vibración del oscilador simple  
 $T_B, T_C$  = límites de la bifurcación de aceleración espectral constante (Fig. 3.1), dependiente del tipo de suelo  
 $T_D$  = valor en el cual comienza el rango de la respuesta de desplazamiento constante del espectro (Fig. 3.1), también dependiente del tipo de suelo

En ausencia de datos experimentales detallados, los valores de  $T_B, T_C, T_D$  y  $S$  dados en la Tabla 3.1, pueden ser utilizados para las componentes horizontales del movimiento y para los tipos de suelo definidos en 2.5.

**Figura 3.1 – Forma del espectro de respuesta elástico**



**Tabla 3.1 – Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta horizontal en las expresiones de (3.2)**

Tipo de suelo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A	1.0	0.15	0.40	2.0
B, C, E	1.25	0.15	0.50	2.0
D	1.35	0.20	0.80	2.0

<sup>1</sup> En este documento siempre se considerará la razón como la razón geométrica o por cociente.

El espectro de respuesta elástico de la componente vertical del movimiento sísmico se define mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = 0.9a_g \cdot S \cdot \left( 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3.0 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = 0.9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = 0.9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = 0.9a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3.0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.4}$$

con los valores de los parámetros que definen la forma espectral dada en la Tabla 3.2.

**Tabla 3.2 – Valores de los parámetros que describen el espectro de respuesta vertical en las expresiones de (3.4)**

Tipo de suelo	$S$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Cuando el perfil de suelo en el lugar de construcción no puede ser claramente asignado a uno de los tipos de suelo definidos en 2.5, y excluyendo en cualquier caso los tipos de suelo a los que se refiere el último párrafo de 2.5, el tipo de suelo D será generalmente adoptado. Si la atribución ya sea a uno o dos tipos de suelo es incierta, se adoptará la condición más conservadora.

## 3.2 ESPECTROS DE DISEÑO

### 3.2.1 Espectros de diseño para el requisito de no-colapso

Para evitar el análisis estructural inelástico explícito en el diseño, la capacidad de la estructura para disipar energía, principalmente a través de comportamiento dúctil, puede ser tomada en cuenta mediante la ejecución de un análisis elástico basado en un espectro de respuesta reducido con respecto al elástico, en adelante llamado “espectro de diseño”. Esta reducción es lograda introduciendo un factor que reduce las fuerzas elásticas, denominado factor de comportamiento  $q$ . La acción sísmica del diseño  $S_d(T)$  es por lo tanto dada por la ordenada del espectro de respuesta elástico (3.2) introducido en 3.1, dividida entre  $q$ . Se dan los valores numéricos del factor de comportamiento  $q$  para los varios materiales y sistemas estructurales, de conformidad con 4.2.

El espectro de diseño para las componentes horizontales de la acción sísmica se define mediante las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2.5}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

donde  $S$ ,  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  han sido definidos en la Tabla 3.1.

En cualquier caso se asumirá que  $S_d(T) \geq 0.2a_g$ .

En ausencia de análisis específicos secundarios, para la componente vertical de la acción sísmica deberá ser normalmente adoptado un factor de comportamiento  $q = 1.5$  para todos los materiales y sistemas estructurales.

### 3.2.2 Espectros de diseño para el requisito de límite de daño

El espectro de diseño a ser adoptado para cumplir con el requisito de límite de daño establecido en 1.2.1 puede ser obtenido mediante la división de las ordenadas del espectro elástico (3.2) entre 2.5.

### 3.3 REPRESENTACIONES ALTERNATIVAS DE LA ACCIÓN SÍSMICA: TIEMPO-HISTORIA DE ACELERACIONES

La acción sísmica también puede ser representada en términos de registros tiempo-historia de aceleraciones del terreno.

Cuando se requiere un modelo espacial del movimiento del terreno, la acción sísmica será representada por conjuntos de tres diferentes acelerogramas actuando simultáneamente a lo largo de las tres principales direcciones de la estructura.

El espectro de respuesta de los acelerogramas seleccionados será consistente con el espectro elástico (3.2).

La duración de los acelerogramas será consistente con la magnitud del sismo y los otros aspectos relevantes del evento sísmico que son la base del establecimiento de  $a_g$  y  $S$ . Cuando no están disponibles datos específicos del sitio, la duración mínima de la parte estacionaria de los acelerogramas no debería ser menor de 10 s.

El número de acelerogramas, o el número de grupos de acelerogramas en caso de análisis espaciales, no será menor que 3.

Se generarán acelerogramas artificiales de tal manera que concuerden con los espectros de respuesta elásticos (3.2) y (3.3) para 5% de amortiguamiento viscoso.

Para un conjunto de acelerogramas artificiales:

- la media de los valores de aceleración del período de cero respuesta espectral no será menor que el valor de  $a_g S$  para el sitio en cuestión,
- ningún valor del espectro elástico medio amortiguado en 5% – calculado a partir de todas las historias de tiempo – será menor que el 90% del valor correspondiente del espectro elástico (3.2) o (3.3) en los intervalos de período  $0.15 \text{ s} \div 2.0 \text{ s}$  y  $0.15 \text{ s} \div 2T$ , donde  $T$  es el período de vibración elástico fundamental de la estructura.

El uso de acelerogramas registrados – o de acelerogramas generados a través de una simulación física de la fuente sísmica y mecanismos de trayectoria– (en cualquier caso no menos de 3 en número), se permite bajo el supuesto que las historias de tiempo estén adecuadamente restringidas con respecto a los aspectos sismogénicos de las fuentes y las condiciones de suelo específicas del sitio, y que sus valores sean transformados a escala al valor de  $a_g S$  para la zona bajo consideración.

### **3.4 DESPLAZAMIENTO DEL TERRENO DE DISEÑO**

A menos que estudios especiales indiquen lo contrario, el valor  $d_g$  del desplazamiento del terreno de diseño puede ser estimado por medio de la siguiente expresión

$$d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \quad (3.6)$$

#### **IV. REGULACIONES Y PARÁMETROS GENERALES PARA LA CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL**

##### **4.1 CLASES Y FACTORES DE IMPORTANCIA**

Las edificaciones están clasificadas en 4 clases de importancia, dependiendo de las consecuencias del colapso para la vida humana, de su importancia para la seguridad pública y protección civil en el período inmediato post-sismo, y de las consecuencias sociales y económicas del colapso.

Las clases de importancia se caracterizan por factores de importancia diferentes  $\gamma_i$ . Donde quiera que sea factible este factor debería ser derivado de tal manera que corresponda a un valor más alto o más bajo del período de recurrencia del evento sísmico (con respecto al período de recurrencia de referencia, ver 2.1), según sea apropiado para el diseño de la categoría específica de las estructuras.

Las definiciones de las clases de importancia y los correspondientes valores de los factores de importancia se presentan en la tabla 4.1.

**Tabla 4.1 –Clases de importancia para edificaciones**

<b>Clase de importancia</b>	<b>Edificaciones</b>	<b>Factor de importancia (<math>\gamma_i</math>)</b>
I	Edificaciones cuya integridad durante los sismos es de vital importancia para la protección civil, Ej. hospitales, estaciones de bomberos, plantas de energía, etc.	1.4
II	Edificaciones cuya resistencia sísmica es de importancia en vista de las consecuencias asociadas a un colapso, Ej. escuelas, salones de asamblea, instituciones culturales, etc.	1.2
III	Edificaciones ordinarias, que no pertenecen a las otras categorías.	1.0
IV	Edificaciones de menor importancia para la seguridad pública, Ej. edificaciones agrícolas, etc.	0.8

## **4.2 TIPOS ESTRUCTURALES Y FACTORES DE COMPORTAMIENTO**

### **4.2.1 Tipos Estructurales**

Las edificaciones serán clasificadas en tipos estructurales de acuerdo a sus comportamientos bajo acciones sísmicas horizontales, como sigue:

- a) **Sistema de ductilidad muy alta:** sistemas estructurales en los que ambas cargas verticales y laterales son resistidas principalmente por pórticos espaciales altamente dúctiles (concreto o acero) cuya resistencia de cortante en la base de la edificación excede 65% de la resistencia de cortante total del sistema estructural completo.
- b) **Sistema de ductilidad alta:** sistemas estructurales en los que la resistencia a cargas laterales es ayudada por pórticos dúctiles y/o por muros estructurales, sencillos o acoplados. Los muros están fijados en la base de tal manera que se prevenga la rotación relativa de la base con respecto al resto del sistema estructural, diseñados y detallados para disipar energía en una zona de articulación plástica por flexión libre de aberturas o perforaciones grandes, inmediatamente por encima de su base.
- c) **Sistema de ductilidad moderada:** sistemas estructurales en los que el 50% o más de la masa está en el tercio superior de la altura de la estructura, o en los que la disipación de energía se lleva a cabo principalmente en la base de un elemento de construcción simple (sistema de péndulo invertido); o sistemas dual o de muros que no tienen una rigidez torsional mínima (Ej. un sistema estructural que consiste de pórticos flexibles combinados con muros concentrados cerca del centro de la edificación en planta, sistema Núcleo); o sistemas de mampostería reforzada apropiadamente detallados.
- d) **Sistemas de ductilidad baja:** sistemas estructurales en los que las cargas laterales son resistidas por elementos de ductilidad baja, tales como sistemas de mampostería no reforzada.

Las edificaciones pueden ser clasificadas como un tipo de sistema estructural en una dirección horizontal y como otro tipo en la otra dirección, únicamente cuando en una dirección se asume una respuesta elástica. En todos los demás casos se adoptará el factor de reducción de fuerza más bajo que pueda ser aplicado.

Los sistemas de ductilidad alta y muy alta poseerán una rigidez torsional mínima en ambas direcciones horizontales con elementos verticales bien distribuidos en planta. Los sistemas de pórtico, dual o de muro sin una rigidez torsional mínima serán clasificados como sistemas de ductilidad moderada.

### 4.2.2 Factores de Comportamiento

El factor de comportamiento  $q$ , introducido en 3.2 para representar la capacidad de disipación de energía, será derivado para cada dirección de diseño como sigue:

$$q = q_o \cdot k_D \cdot k_R \cdot k_O \geq 1,5 \quad (4.1)$$

- donde  $q_o$  = valor básico del factor de comportamiento, dependiente del tipo de sistema estructural, según se discutió anteriormente y específicamente definido para cada material de construcción
- $k_D$  = factor que refleja el nivel de detalle, influyendo en la capacidad de deformación plástica local de los elementos estructurales
- $k_R$  = factor dependiente de la regularidad vertical
- $k_O$  = factor que refleja la redundancia estructural y la sobre resistencia del sistema

Los valores básicos  $q_o$  para los diferentes tipos estructurales pueden ser asignados a los rangos que se dan en la Tabla 4.2.

**Tabla 4.2 – Valor básico  $q_o$  del factor de comportamiento**

TIPO ESTRUCTURAL	
Sistemas de ductilidad muy alta	4.0 – 5.0
Sistemas de ductilidad alta	3.0 – 4.0
Sistemas de ductilidad moderada	2.0 – 3.0
Sistemas de ductilidad baja	1.5 – 2.0

El factor  $k_D$  puede ser asumido como igual a 1.0 para detallado alto por ductilidad y a 0.7 para detallado bajo por ductilidad.

El factor  $k_R$  puede ser asumido como igual a 1.0 para estructuras regulares en elevación y a 0.8 para estructuras irregulares en elevación, según se describe en 4.3.3.

El factor  $k_O$  puede ser asumido como igual a  $\alpha_u / \alpha_1$  donde  $\alpha_1$  y  $\alpha_u$  son definidos como sigue:

- $\alpha_1$  multiplicador de la acción sísmica horizontal de diseño al lograr la primera resistencia a flexión del elemento en cualquier parte de la estructura, mientras que todas las demás acciones de diseño permanecen constantes.



- $\alpha_u$  multiplicador de la acción sísmica horizontal de diseño con todas las otras acciones de diseño constantes, con la formación de articulaciones plásticas en un número suficiente de secciones para el desarrollo de la inestabilidad estructural general. El factor  $\alpha_u$  puede ser obtenido a partir de un análisis inelástico global geométrico de primer orden.

Cuando  $k_O$  no es evaluado mediante cálculos, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados:

a) Pórticos o Sistemas dual pórtico-equivalente:

- Edificaciones de un piso:  $k_O = 1.1$
- Multi-pisos, pórticos de una luz:  $k_O = 1.2$
- Multi-pisos, pórticos de múltiples luces o estructuras dual pórtico-equivalente:  $k_O = 1.3$

b) Sistemas dual de muro o muro-equivalente:

- Sistemas de muro con sólo dos muros no acoplados por dirección horizontal:  $k_O = 1.0$
- Otros sistemas de muro no acoplados:  $k_O = 1.1$
- Sistemas dual muro-equivalente, o de muros acoplados:  $k_O = 1.2$ .

Se permiten valores de  $\alpha_u / \alpha_1$  mayores que los que han sido dados anteriormente, bajo el supuesto de que los mismos sean confirmados mediante un análisis global estático no lineal (paso a paso).

El valor máximo de  $\alpha_u / \alpha_1$  a ser utilizado en el diseño es igual a 1.5, aún cuando el análisis resulte en valores más altos.

### **4.3 CARACTERÍSTICAS DE EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES Y REGULARIDAD ESTRUCTURAL**

#### **4.3.1 General**

Los principios guía que rigen el diseño conceptual contra riesgo sísmico son:

- simplicidad estructural;
- uniformidad, simetría y redundancia;
- resistencia y rigidez bi-direccionales;

- resistencia y rigidez torsionales;
- comportamiento diafragmático a nivel de piso;
- cimentación adecuada;
- redundancia estructural.

### *Simplicidad estructural*

La simplicidad estructural, caracterizada por la existencia de trayectos claros y directos para la transmisión de las fuerzas sísmicas, es un objetivo importante a ser llevado a cabo, ya que el modelado, análisis, dimensionado, detalle y construcción de estructuras simples están sujetos a una incertidumbre mucho menor y por lo tanto la predicción de su comportamiento sísmico es mucho más confiable.

### *Uniformidad, simetría y redundancia*

La uniformidad se caracteriza por una distribución equilibrada (uniforme) de los elementos estructurales la cual, si se cumple en planta, permite la transmisión rápida y directa de las fuerzas de inercia creadas en las masas distribuidas de la edificación. Si fuera necesario, la uniformidad se puede lograr mediante la subdivisión de la edificación completa por juntas sísmicas en unidades dinámicamente independientes, bajo el supuesto que estas juntas estén diseñadas contra los embates de las unidades individuales de acuerdo a 6.1.

También es importante la uniformidad en el desarrollo de la estructura a través de la altura de la edificación, ya que ésta tiende a eliminar la ocurrencia de zonas sensibles donde concentraciones de tensión o grandes demandas de ductilidad pudieran prematuramente causar el colapso.

Una relación estrecha entre la distribución de masas y la distribución de la resistencia y rigidez elimina grandes excentricidades entre masa y rigidez.

Si la configuración de la edificación es simétrica o cuasi-simétrica, un trazado estructural simétrico, bien distribuido en planta, es una solución obvia para el logro de la uniformidad.

El uso de elementos estructurales distribuidos equilibradamente incrementa la redundancia y permite una más favorable redistribución de los efectos de la acción y extensión de energía de disipación a través de la estructura completa.

### *Resistencia y rigidez bi-direccionales*

El movimiento sísmico horizontal es un fenómeno bi-direccional y por lo tanto la estructura de la edificación será capaz de resistir acciones horizontales en cualquier

dirección. Los elementos estructurales deberían por lo tanto ser arreglados en un patrón estructural ortogonal en planta, asegurando características de resistencia y rigidez similares en ambas direcciones principales.

La selección de las características de rigidez de la estructura, mientras se intenta minimizar los efectos de la acción sísmica (tomando en cuenta sus características específicas en el sitio) también debería limitar el desarrollo de desplazamientos excesivos que pudieran conducir a inestabilidades debidas a efectos secundarios, o conducir a daños grandes.

#### Resistencia y rigidez torsionales

Además de la resistencia y rigidez laterales, las estructuras de edificaciones deberían poseer la resistencia y rigidez torsionales adecuadas para limitar el desarrollo de movimientos torsionales que tienden a presionar de manera no uniforme los diferentes elementos estructurales. A este respecto, los arreglos en los que los principales elementos que resisten la acción sísmica están distribuidos cerca de la periferia de la edificación, presentan claras ventajas.

#### Comportamiento diafragmático a nivel de piso

En las edificaciones, los pisos (incluyendo el techo), juegan un papel muy importante en el comportamiento sísmico global de la estructura. Ellos actúan como diafragmas horizontales que recogen y transmiten las fuerzas de inercia a los sistemas estructurales verticales y aseguran que esos sistemas actúen juntos en la resistencia de la acción sísmica horizontal. La acción de los pisos como diafragmas es especialmente importante en casos de trazados complejos y no uniformes de los sistemas estructurales verticales, o donde sistemas con diferentes características de deformabilidad horizontal se usan juntos (Ej. en sistemas dual o mixtos).

Los sistemas de piso y el techo deberían ser provistos de una rigidez y resistencia en planta y con una conexión efectiva a los sistemas estructurales verticales. Se debería tener especial cuidado en los casos de formas en planta no compactas o muy alargadas y en casos de aberturas de piso grandes, especialmente si éstas están ubicadas en la vecindad de los principales elementos estructurales verticales, impidiendo por lo tanto dicha conexión efectiva.

Los diafragmas deberán tener suficiente rigidez dentro del plano para la distribución de las fuerzas horizontales y de inercia a los sistemas estructurales verticales de conformidad con lo asumido en el análisis (Ej. rigidez del diafragma, ver sección 5), particularmente cuando hay cambios significativos en la rigidez o en los desplazamientos de los elementos verticales por encima y por debajo del diafragma.

Cuando los diafragmas de piso de la edificación pueden ser considerados como rígidos en su plano, las masas y los momentos de inercia de cada piso pueden ser acumulados en el centro de gravedad.

#### *Cimentación adecuada*

Con relación a la acción sísmica, el diseño y construcción de los cimientos y de la conexión a la superestructura asegurarán que la edificación en su totalidad esté sujeta a una excitación sísmica uniforme.

Para estructuras compuestas por un número discreto de muros estructurales, propensos a diferir en ancho y rigidez, se debería escoger por lo general un cimiento rígido, tipo cajón o celular, que contenga una losa de cimentación y una losa de cubierta.

Para edificaciones con elementos de cimentación individuales, (zapatas o pilotes), se recomienda el uso de una losa de cimiento o vigas de amarre entre estos elementos en ambas direcciones principales.

#### *Redundancia estructural*

Deberá buscarse un alto grado de redundancia acompañado por capacidad de redistribución, permitiendo la más amplia disipación de energía y una energía disipada total incrementada. Consecuentemente a los sistemas estructurales de indeterminación estática más baja se asignan factores de comportamiento más bajos (ver 4.2.2). La capacidad de redistribución necesaria se logra mediante regulaciones de ductilidad local dadas para cada material de construcción.

### **4.3.2 Regularidad**

Para el propósito del diseño sísmico las estructuras de construcción se distinguen como regulares y no regulares.

Esta distinción tiene implicaciones en los siguientes aspectos del diseño sísmico:

- el modelo estructural, el cual puede ser plano simplificado o espacial;
- el método de análisis, el cual puede ser un análisis de espectro de respuesta simplificado (procedimiento de fuerza lateral) o un análisis modal;
- el valor del factor de comportamiento  $q$ , el cual puede ser disminuido dependiendo del tipo de irregularidad en elevación.

Con respecto a las implicaciones de la regularidad estructural sobre el análisis y el diseño, se consideran separadas las características de regularidad de la edificación en planta y en elevación (Tabla 4.3).

**Tabla 4.3 – Consecuencias de la regularidad estructural sobre el análisis y el diseño sísmicos**

Regularidad		Simplificación Permitida		Factor de comportamiento
En Plano	En Elevación	Modelo	Análisis Lineal-elástico	(para análisis lineal)
Sí	Sí	Plano	De fuerza lateral *	Valor de referencia
Sí	No	Plano	Modal	Valor reducido
No	Sí	Espacial**	De fuerza lateral *	Valor de referencia
No	No	Espacial	Modal	Valor reducido

\* Si las condiciones de 5.3 también se cumplen.

\*\* El Análisis Lineal Elástico puede ser llevado a cabo utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal, si los criterios para la regularidad en planta son satisfechos

Los criterios que describen la regularidad en planta y en elevación se dan en 4.3.3 y 4.3.4, regulaciones concernientes al modelado y análisis se dan en la sección 5.

Los criterios de regularidad deberán ser considerados como condiciones necesarias. Se verificará que la regularidad asumida de la estructura de la edificación no sea impedida por otras características, no incluidas en estos criterios.

### 4.3.3 Criterios para regularidad en planta

Una edificación es *regular en planta* cuando:

- a) Con respecto a la rigidez lateral y la distribución de masa, la estructura de la edificación es aproximadamente simétrica en planta con respecto a dos ejes ortogonales.
- b) La configuración en planta es compacta, es decir, en cada piso está delimitada por una línea poligonal convexa. Si existen retrocesos en planta (esquinas entrantes o huecos de borde), la regularidad en planta puede ser aun considerada satisfecha siempre que estos entrantes no afecten la rigidez en planta del piso y que, para cada entrante, el área entre el contorno del piso y una línea poligonal convexa que envuelve al piso no exceda 5% del área del piso.

- c) La rigidez en planta de los pisos es lo suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, de manera que la deformación del piso tiene un pequeño efecto sobre la distribución de las fuerzas entre los elementos estructurales verticales. Con respecto a esto, las formas en planta L, C, H, I, X deberán ser cuidadosamente examinadas, especialmente en lo que concierne a la rigidez de las ramas laterales, la cual debería ser similar a la de la parte central, para satisfacer la condición de diafragma rígido. La aplicación de este párrafo deberá ser considerada para el comportamiento global de la edificación.
- d) La esbeltez  $\lambda = L_x/L_y$  de la edificación en planta no es mayor que 4.
- e) Todos los sistemas resistentes a carga lateral, tales como núcleos, muros o pórticos estructurales, levantados sin interrupción desde los cimientos hasta la parte superior de la edificación y las formas desviadas de los sistemas individuales bajo cargas horizontales no son muy diferentes.

#### 4.3.4 Criterios para la regularidad en elevación

Una edificación es regular en elevación cuando:

- a) Todos los sistemas resistentes a carga lateral, tales como núcleos, muros o pórticos estructurales, son levantados sin interrupción desde los cimientos hasta la parte superior de la edificación o, si hay presentes entrantes a diferentes alturas, hasta la parte superior de la zona relevante de la edificación.
- b) Ambas la rigidez lateral y la masa de los pisos individuales se mantienen constantes o se reducen gradualmente, sin cambios abruptos, desde la base hasta la parte superior.
- c) En edificaciones aporticadas la proporción de la resistencia real del piso a la resistencia requerida por el análisis no debería variar desproporcionadamente entre pisos adyacentes. Dentro de este contexto los aspectos especiales de pórticos rellenos de mampostería son tratados en 6.6
- d) Cuando hay entrantes presentes, se aplican las siguientes condiciones adicionales:

- Para entrantes graduales que preservan la simetría axial, el entrante en cualquier piso no será mayor al 20% de la dimensión de la planta previa en la dirección del entrante (ver Fig. 4.1a y 4.1b),
- para un solo entrante dentro del 15% inferior de la altura total del sistema estructural principal, y el entrante no es mayor al 50% de la dimensión de la planta previa (ver Fig. 4.1c). En ese caso la estructura de la zona base dentro del perímetro vertical proyectado de los pisos superiores debería estar diseñada para resistir al menos 75% de las fuerzas cortantes horizontales que se desarrollarían en esa zona en una edificación similar sin el agrandado de la base.
- si los entrantes no preservan la simetría, en cada cara la suma de los entrantes en todos los pisos no es mayor al 30% de la dimensión en planta en el primer piso, y los entrantes individuales no son mayores al 10% de la dimensión en la planta previa (ver Fig. 4.1d).

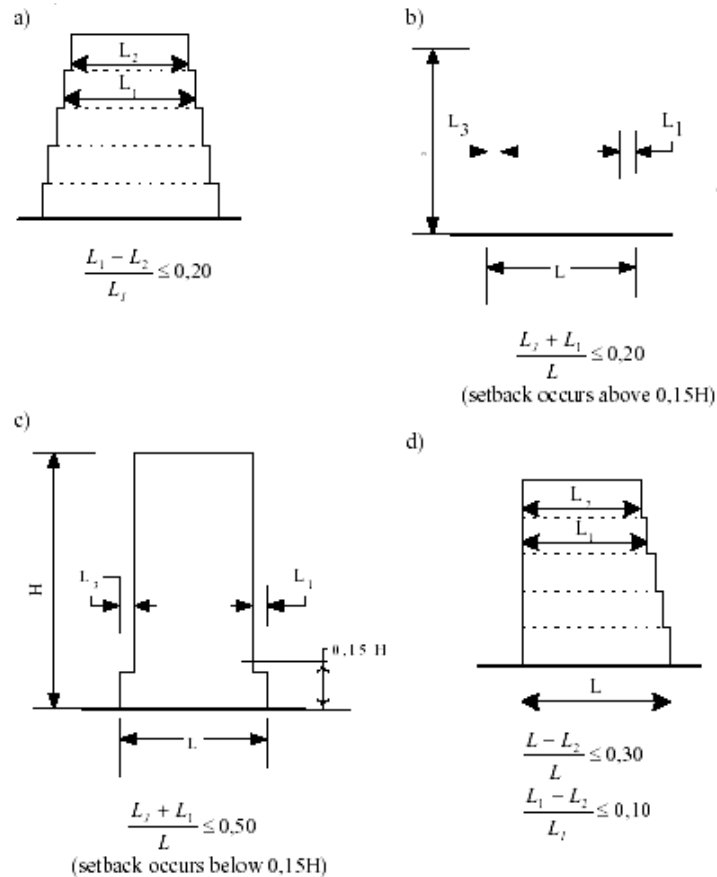
#### 4.3.5 Elementos sísmicos primarios y secundarios

Un cierto número de elementos estructurales (Ej. vigas y/o columnas) pueden ser designados como elementos sísmicos “secundarios”, que no forman parte del sistema de resistencia a la acción sísmica de la edificación. La resistencia y rigidez de estos elementos contra acciones sísmicas serán ignoradas. No necesitan cumplir con los requisitos de miembros estructurales. Sin embargo estos elementos y sus conexiones serán diseñados y detallados para mantener el soporte de la carga de gravedad cuando están sujetos a los desplazamientos causados por la condición de diseño sísmico más desfavorable. Se deberá dar la debida consideración a los efectos de segundo orden (efectos de  $P-\Delta$ ) en el diseño de estos elementos.

Se recomienda que la contribución de todos los elementos sísmicos secundarios a la rigidez lateral no exceda 15% de la de todos los elementos primarios.

La designación de algunos elementos estructurales como sísmicos secundarios no se permite para cambiar la clasificación de la estructura según 4.3.3 y 4.3.4 de no-regulares a regulares.

**Figura 4.1 – Criterios para regularidad de edificaciones con entrantes**



### 4.3.6 Medidas adicionales

Debido a la naturaleza impredecible de la acción sísmica y a las incertidumbres del comportamiento cíclico post-elástico de las estructuras de hormigón, la incertidumbre total es sustancialmente mayor que bajo acciones no sísmicas. Por lo tanto se tomarán medidas para reducir incertidumbres relacionadas a la configuración estructural, al análisis, a la resistencia y a la ductilidad.

Se pueden producir incertidumbres de resistencia importantes por errores geométricos. Para minimizar este tipo de incertidumbres, se aplicarán las siguientes regulaciones:

- a) Se respetarán ciertas dimensiones mínimas de los elementos estructurales para disminuir la sensibilidad a errores geométricos.



- b) La proporción de la dimensión mínima a máxima de elementos lineales será limitada, para minimizar el riesgo de inestabilidad lateral de estos elementos.
- c) Las derivas de piso serán limitadas, para limitar efectos de  $P-\Delta$  en las columnas (ver 6.4).
- d) Se tomará en cuenta las inversiones de momento no pronosticadas por el análisis.

Para minimizar incertidumbres de ductilidad, se observarán las siguientes regulaciones:

- a) Se proveerá un mínimo de ductilidad local en todos los elementos sísmicos primarios, independientemente de la clase de ductilidad adoptada en el diseño.
- b) Se respetará un límite apropiado de la fuerza axial de diseño normalizada.

#### **4.4 DUCTILIDAD DE ELEMENTOS Y COMPONENTES**

##### **4.4.1 Condiciones de ductilidad global**

Se verificará que ambos los elementos estructurales y la estructura como conjunto posean la ductilidad adecuada, tomando en cuenta la explotación esperada de ductilidad, la cual depende del sistema seleccionado y el factor de comportamiento.

Se satisfarán requisitos específicos relacionados al material, incluyendo – cuando sea apropiado – previsiones de diseño de capacidad para obtener la jerarquía de resistencia de los varios componentes estructurales necesarios para garantizar la configuración deseada de articulaciones plásticas y para evitar los modos de fallo frágiles.

Estos requisitos son considerados satisfechos si:

- a) los mecanismos plásticos obtenidos mediante análisis paso a paso son satisfactorios;
- b) las demandas globales, de piso a piso y de ductilidad y de deformación a partir de análisis paso a paso (con patrones diferentes de carga lateral) no exceden las capacidades correspondientes;
- c) los elementos frágiles se mantienen en la región elástica.

En las edificaciones multi-pisos se prevendrá la formación de un mecanismo plástico de piso débil, ya que tal mecanismo podría implicar demandas de ductilidad local excesivas en las columnas del piso débil.

Para satisfacer este requisito, en todas las juntas de viga-columna de edificaciones de pórtico, incluyendo las equivalentes a pórtico (es decir sistema dual en el que la resistencia de cortante del sistema de pórtico en la base de la estructura es mayor que el 50% de la resistencia total de cortante de todo el sistema estructural), con dos o más pisos, se debería satisfacer la siguiente condición:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad (4.2)$$

donde:  $\sum M_{Rc}$  = suma de los valores de diseño de los momentos de resistencia de las columnas que se enmarcan en la junta. El valor mínimo de momentos de resistencia de la columna dentro del rango de las fuerzas axiales de la columna producido por la situación del diseño sísmico debería utilizarse en la expresión (4.2).

$\sum M_{Rb}$  = suma de los valores de diseño de los momentos de resistencia de las vigas que se enmarcan en la junta. Cuando se utilizan conexiones de resistencia parcial, los momentos de resistencia de estas conexiones son tomados en cuenta en el cálculo de  $\sum M_{Rb}$ .

La expresión (4.2) debería ser satisfecha en dos planos verticales ortogonales de flexión, los cuales, en edificaciones con pórticos ordenados en dos direcciones ortogonales, se definen por estas dos direcciones. Debería ser satisfecha para ambas direcciones (sentidos) de acción de los momentos de viga alrededor de la junta (positivos y negativos), con los momentos de columna siempre opuestos a los de viga. Si el sistema estructural es un pórtico o un pórtico-equivalente en sólo una de las dos direcciones horizontales principales del sistema estructural, entonces la expresión (4.2) debería ser satisfecha solamente dentro del plano vertical a través de esa dirección.

Este requisito es exonerado en el nivel superior de edificaciones multi-pisos.

#### **4.4.2 Condiciones de ductilidad local**

Para lograr la ductilidad total de la estructura, las regiones potenciales para formación de articulaciones plásticas – a ser definidas para cada tipo de elemento de construcción – poseerán altas capacidades rotacionales plásticas.

Esto se considera satisfecho si se provee una suficiente ductilidad de curvatura en todas las regiones críticas de los elementos sísmicos primarios, incluyendo los extremos de las columnas (dependiendo del potencial para formación de articulaciones plásticas en columnas), y se evita el pandeo local del acero comprimido dentro de las regiones potenciales de articulaciones plásticas de elementos sísmicos primarios.

A menos que datos más precisos estén disponibles, el factor de ductilidad de curvatura  $\mu_\phi$  de estas regiones (definido como la razón de la curvatura de resistencia última, a 85% del momento de resistencia, a la curvatura de fluencia, bajo el supuesto de que las tensiones límites de los materiales no sean excedidas) es mayor que los siguientes valores:

$$\mu_\phi = 2q - 1 \quad \text{si } T_I \geq T_C \quad (4.3)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q - 1)T_C/T_I \quad \text{si } T_I < T_C \quad (4.4)$$

donde  $q$  = valor del factor de comportamiento usado en el análisis  
 $T_I$  = período fundamental de la edificación, ambos dentro del plano vertical en el cual tiene lugar la flexión y  
 $T_C$  = período en el límite superior de la región de aceleración constante del espectro.

Como un ejemplo, en elementos de hormigón armado, se adoptan calidades apropiadas de hormigón y acero para asegurar la ductilidad local como sigue:

- el acero utilizado en regiones críticas de elementos sísmicos primarios debería tener un alto alargamiento uniforme plástico.
- la razón entre la resistencia a tensión a la resistencia de fluencia del acero usado en regiones críticas de elementos sísmicos primarios es suficientemente superior que la unidad.
- el hormigón usado en elementos sísmicos primarios posee un mínimo de resistencia y un mínimo de capacidad de deformación de resistencia última.

## V. FUERZAS DE DISEÑO, MÉTODOS DE ANÁLISIS Y LÍMITES DE LA DERIVA

### 5.1 COMBINACIONES DE CARGA INCLUYENDO EFECTOS DE CARGA SÍSMICA ORTOGONAL

#### 5.1.1 Componentes horizontales de la acción sísmica

En general las componentes horizontales de la acción sísmica serán consideradas como actuando simultáneamente.

La combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica puede ser representada como sigue:

- a) La respuesta estructural a cada componente puede ser evaluada por separado, utilizando las regulaciones de combinación para respuestas modales dadas en 5.2.3.
- b) El valor máximo de cada sollicitación sobre la estructura debido a las dos componentes horizontales de la acción sísmica puede ser entonces estimado mediante la raíz cuadrada de la suma de los valores cuadrados de las sollicitaciones debido a cada componente horizontal.
- c) La regulación anterior b) generalmente da un estimado confiable de los probables valores de otras sollicitaciones simultáneas con el valor máximo obtenido como en b) anterior. Modelos más precisos pueden ser usados para la estimación de los probables valores simultáneos de más de una sollicitación debido a las dos componentes horizontales de la acción sísmica.

Como alternativa a las regulaciones dadas anteriormente, las sollicitaciones debido a la combinación de las componentes horizontales de la acción sísmica pueden ser calculadas utilizando las dos siguientes combinaciones:

$$a) E_{Edx} \text{ "+" } 0.30 E_{Edy} \quad (5.1)$$

$$b) 0.30 E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy} \quad (5.2)$$

donde: "+" implica "a ser combinado con"  
 $E_{Edx}$  = sollicitación debido a la aplicación de acciones sísmicas a lo largo del eje horizontal  $x$  seleccionado de la estructura

$E_{Edy}$  = sollicitación debido a la aplicación de la misma acción sísmica a lo largo del eje horizontal ortogonal  $y$  de la estructura

El signo de cada componente en las combinaciones anteriores será tomado como el más desfavorable para la sollicitación bajo consideración.

Cuando se utiliza el análisis no lineal estático (paso a paso) y se aplica un modelo espacial,  $E_{Edx}$  deberá ser considerado como las fuerzas y deformaciones debido al desplazamiento dirigido en la dirección  $x$  y  $E_{Edy}$  como las fuerzas y deformaciones debido al desplazamiento dirigido en la dirección  $y$ . Las fuerzas internas resultantes de la combinación no excederán las capacidades correspondientes.

Cuando se utiliza el análisis no lineal de historia de tiempo y se emplea un modelo espacial de la estructura, se considerará que los acelerogramas que actúan simultáneamente lo hacen en ambas direcciones horizontales.

Para edificaciones que satisfacen los criterios de regularidad en planta y en las cuales muros o sistemas de refuerzo independientes en las dos direcciones horizontales principales son los únicos elementos sísmicos primarios, se puede asumir que la acción sísmica actúa por separado y sin las combinaciones dadas anteriormente, a lo largo de los dos ejes horizontales ortogonales principales de la estructura.

### **5.1.2 Componente vertical de la acción sísmica**

La componente vertical de la acción sísmica, según se definió en la sección 3, debería ser tomada en cuenta en los siguientes casos, bajo el supuesto que  $\alpha_{vg}$  sea mayor que 0.25  $g$ :

- Miembros estructurales horizontales o casi horizontales que abarcan 20 m o más;
- Componentes voladizas horizontales o casi horizontales con más de 5 m de longitud;
- Componentes pretensados horizontales o casi horizontales;
- Vigas soportando columnas;
- Estructuras de base aislada.

El análisis para determinar los efectos de la componente vertical de la acción sísmica puede estar basado en un modelo parcial de la estructura, que incluya los elementos sobre los cuales se considera que actúa la componente vertical (Ej. los listados en el párrafo anterior) y tome en cuenta la rigidez de los elementos adyacentes.

Los efectos de la componente vertical sólo necesitan ser tomados en cuenta para los elementos bajo consideración y sus elementos o subestructuras de soporte directamente asociados.

Si las componentes horizontales de la acción sísmica también son relevantes para estos elementos, las regulaciones de combinación en 5.1.1 pueden aplicarse, extendidas a las tres componentes de la acción sísmica. Las ecuaciones (5.1) y (5.2) se modifican como sigue, incluyendo las tres combinaciones siguientes para el cálculo de las sollicitaciones:

$$a) 0.30 E_{Edx} "+" 0.30 E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (5.3)$$

$$b) E_{Edx} "+" 0.30 E_{Edy} "+" 0.30 E_{Edz} \quad (5.4)$$

$$c) 0.30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0.30 E_{Edz} \quad (5.5)$$

donde: "+" implica "a ser combinado con"

$E_{Edx}$  y  $E_{Edy}$ : como se definió anteriormente,

$E_{Edz}$  = sollicitación debido a la aplicación de la componente vertical de la acción sísmica de diseño como se definió en la sección 3.

Si se hace análisis no lineal estático (paso a paso), la componente vertical de la acción sísmica puede ser ignorada.

### 5.1.3 Combinación de la acción sísmica con otras acciones

La acción sísmica será combinada con otras acciones de conformidad con la siguiente regla:

$$E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{ji} Q_{Ki}) \quad (5.6)$$

donde: E = acción sísmica como sea apropiado para el estado límite considerado, representando el factor de importancia

$G_K$  = valor característico (95 – percentil) de la acción debido a la carga permanente de la gravedad

$P_K$  = valor característico de la acción de pretensado

$\psi_{ji}$  =  $\psi_{2i}$  coeficiente de combinación para obtener el valor cuasi-permanente de la acción variable  $Q_i$ , a ser usado en el estado límite de no-colapso

$\psi_{0i}$  = coeficiente de combinación para obtener el valor poco frecuente de la acción variable  $Q_i$ , a ser usado en el estado límite de control de daño  
 $Q_{Ki}$  = valor característico de la acción variable  $Q_i$ .

Los efectos de acción sísmica serán calculados considerando que las masas se asocian a la siguiente combinación de carga de gravedad:

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki}) \quad (5.7)$$

donde  $\psi_{Ei}$  = coeficiente de combinación a ser asociado con la acción variable  $Q_i$ , para considerar la probabilidad reducida de que todas las acciones variables  $\psi_{0i} Q_{Ki}$  (daño) o  $\psi_{2i} Q_{Ki}$  (no-colapso) están presentes, y se obtiene multiplicando  $\psi_{0i}$  o  $\psi_{2i}$  por  $\phi$ .

Los valores recomendados para los coeficientes se dan en las siguientes tablas:

**Tabla 5.1 - Coeficientes  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{2i}$  como función del tipo de ocupación o carga**

Tipo de ocupación o carga	$\psi_{0i}$	$\psi_{2i}$
Residencial, oficinas privadas	0,70	0,30
Oficinas públicas, escuelas, comercial	0,70	0,60
Cenizas volcánicas	0,70	0,35
Bodegas	1,00	0,80
Viento	0,00	0,00

**Tabla 5.2 - Coeficiente  $\phi$**

		$\phi$
Cargas no correlacionadas	Ultimo piso	1,0
	Otros pisos	0,5
Cargas parcialmente correlacionadas	Ultimo piso	1,0
	Pisos con cargas correlacionadas	0,8
	Otros pisos	0,5

## **5.2 MÉTODOS DE ANALISIS**

### **5.2.1 General**

En el diseño de edificaciones, los efectos sísmicos y los efectos de las otras acciones incluidas en la situación de diseño sísmico, pueden ser determinados sobre la base de cuatro diferentes métodos:

- a) Procedimientos estáticos lineales
- b) Procedimientos de superposición modal
- c) Procedimientos estáticos no lineales (paso a paso)
- d) Procedimientos dinámicos no lineales (historia de tiempo).

El método de referencia para determinar los efectos sísmicos es el análisis de espectro de respuesta modal ( ítem b) anterior), utilizando un modelo lineal-elástico de la estructura y el espectro de diseño dado en la sección 3. Es aplicable a todos los tipos de edificaciones, tal y como se describió en 5.2.3.

Procedimientos estáticos lineales pueden ser utilizados para las edificaciones que cumplan con las condiciones dadas en 5.2.2.

Métodos no lineales pueden ser utilizados bajo las condiciones especificadas en 5.2.4 (análisis estático no lineal (paso a paso) y análisis de historia de tiempo no lineal (dinámico)).

### **5.2.2 Procedimientos Estáticos Lineales**

#### *General*

Este tipo de análisis puede ser aplicado a edificaciones cuya respuesta no es significativamente afectada por contribuciones de los modos más altos de vibración.

Estos requisitos se consideran satisfechos en edificaciones que cumplen con las dos condiciones siguientes:

- a) Tienen períodos fundamentales de vibración  $T_1$  en las dos direcciones principales menores que los siguientes valores

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \cdot T_C \\ 2,0\text{s} \end{cases} \quad (5.6)$$



donde  $T_c$  está dado en la Tabla 3.1,

- b) Llenan los criterios para regularidad en elevación que se dan en 4.3.4.

Fuerza cortante basal

La fuerza cortante basal  $F_b$ , para cada dirección horizontal en la que se analiza la edificación, se determina como sigue:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.7)$$

donde  $S_d(T_1)$  = ordenada del espectro de diseño (ver sección 3) en el período  $T_1$

$T_1$  = período fundamental de vibración de la edificación para el movimiento lateral en la dirección considerada

$m$  = masa total de la edificación

$\lambda$  = factor de corrección, cuyo valor es igual a:  
 $\lambda = 0,85$  si  $T_1 \leq 2 T_c$  y la edificación tiene más de dos pisos, o  $\lambda = 1,0$  de lo contrario.

Para la determinación del período fundamental de vibración  $T_1$  de la edificación, se pueden utilizar expresiones basadas en métodos de dinámica estructural (Ej. mediante el método de Rayleigh).

Para edificaciones con alturas hasta de 40 m el valor de  $T_1$  (en s) puede ser aproximado por la siguiente expresión:

$$T_1 = C_t \cdot H^{3/4} \quad (5.8)$$

donde  $C_t = \begin{cases} 0.085 \text{ para pórticos de acero espaciales resistentes a momento} \\ 0.075 \text{ para pórticos de hormigón espaciales resistentes a momento y para pórticos de acero arriostrados excéntricamente} \\ 0.050 \text{ para todas las demás estructuras} \end{cases}$

$H$  = altura de la edificación, en m, desde el cimiento o desde la parte superior de un sótano rígido;

Alternativamente, el valor  $C_t$  en la expresión (5.8) para estructuras con muros de cortante de hormigón o mampostería puede ser tomado como

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (5.9)$$

$$\text{donde } A_c = \Sigma \left[ A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2 \right] \quad (5.10)$$

$A_c$  = área efectiva total de los muros de cortante en el primer piso de la edificación, en  $m^2$ ,

$A_i$  = área de la sección transversal efectiva del muro de cortante (tímpano)  $i$  en el primer piso de la edificación, en  $m^2$ ,

$H$  = como se definió anteriormente

$l_{wi}$  = longitud del muro de cortante  $i$  en el primer piso en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas, en m, con la restricción de que  $l_{wi}/H$  no excederá 0.9.

Alternativamente, la estimación de  $T_1$  (en s) puede ser hecha mediante la siguiente expresión:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (5.11)$$

donde:  $d$  = desplazamiento elástico lateral de la parte superior de la edificación, en m, debido a las cargas de gravedad aplicadas en la dirección horizontal.

#### Distribución de las fuerzas sísmicas horizontales

Las formas del modo fundamental en las direcciones horizontales de análisis de la edificación pueden ser calculadas utilizando métodos de dinámica estructural o pueden ser aproximadas por los desplazamientos horizontales que crecen linealmente a través de la altura de la edificación.

Los efectos de la acción sísmica serán determinados mediante la aplicación, a los dos modelos planos, de fuerzas horizontales  $F_i$  a todas las masas de piso  $m_i$ .

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\Sigma s_j \cdot m_j} \quad (5.12)$$

donde:  $F_i$  = fuerza horizontal actuando sobre el piso  $i$

$F_b$  = cortante basal sísmico de acuerdo a la expresión (5.7)

$s_i, s_j$  = desplazamientos de las masas  $m_i, m_j$  en la forma modal fundamental.

Cuando la forma del modo fundamental es aproximada por desplazamientos horizontales que crecen linealmente a través de la altura, las fuerzas horizontales  $F_i$  son dadas por:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (5.13)$$

donde  $z_i, z_j$  = alturas de las masas  $m_i, m_j$  por encima del nivel de aplicación de la acción sísmica (cimiento).

Las fuerzas horizontales  $F_i$  determinadas de conformidad con los párrafos anteriores serán distribuidas al sistema resistente de carga lateral asumiendo pisos rígidos.

#### Procedimientos simplificados

El análisis puede ser llevado a cabo utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal, si los criterios para regularidad en planta son satisfechos (ver 4.3.3).

En edificaciones con factor de importancia,  $\gamma$ , no mayor que 1.0, se puede llevar a cabo un análisis lineal-elástico utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal aún si los criterios para regularidad en planta no son satisfechos, si todos los siguientes criterios de regularidad especial son cumplidos:

- (a) La edificación tiene revestimiento y particiones bien distribuidas y relativamente rígidas.
- (b) La altura de la edificación no excede 10 m.
- (c) La razón de aspecto de la edificación (altura/longitud) en ambas direcciones principales no excede 0.4.
- (d) La rigidez de los pisos dentro del plano es suficientemente grande en comparación con la rigidez lateral de los elementos estructurales verticales, de tal manera que un comportamiento de diafragma rígido puede ser asumido.
- (e) Los centros de rigidez lateral y masa están cada uno aproximadamente en una línea vertical.

El análisis lineal-elástico puede ser llevado a cabo utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal, también en edificaciones que satisfacen todas las condiciones y criterios anteriores excepto (e), bajo el supuesto que todas las solicitaciones sísmicas del análisis sean multiplicados por 1.25.

Las edificaciones que no cumplen con los criterios anteriores, deberán ser analizadas utilizando un modelo espacial.

Siempre que se use un modelo espacial, la acción sísmica de diseño será aplicada a lo largo de todas las direcciones horizontales relevantes (con relación al trazado estructural de la edificación) y sus ejes horizontales ortogonales. Para edificaciones con elementos de resistencia en dos direcciones perpendiculares estas dos direcciones se consideran como las relevantes.

### **5.2.3 Métodos de superposición modal**

#### *General*

El tipo de análisis de superposición modal será aplicado a edificaciones que no satisfacen las condiciones dadas en 5.2.2 para la aplicación del método de fuerza lateral de análisis, y es aplicable a todos los tipos de estructuras.

La respuesta de todos los modos de vibración que contribuyen significativamente a la respuesta global de la edificación será tomada en cuenta.

Este requisito puede ser satisfecho por cualquiera de las siguientes:

- Demostrando que la suma de las masas modales efectivas para los modos que se toman en cuenta equivale como mínimo al 90% de la masa total de la estructura.
- Demostrando que todos los modos con masas modales efectivas mayores que 5% de la masa total son considerados.

Cuando se utiliza un modelo espacial, las condiciones anteriores tienen que ser verificadas para cada dirección relevante.

Alternativamente el número mínimo  $k$  de modos a ser tomados en cuenta en un análisis espacial debería satisfacer las siguientes condiciones:

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{n} \quad (5.14a)$$

y

$$T_k \leq 0,20 s \quad (5.14b)$$

donde:  $k$  = número de modos tomados en cuenta  
 $n$  = número de pisos por encima del suelo  
 $T_k$  = período de vibración del modo  $k$

Combinación de respuestas modales

Las respuestas en dos modos de vibración  $i$  y  $j$  (incluyendo ambos modos traslacional y torsional) pueden ser consideradas como independiente una de la otra, si sus períodos  $T_i$  y  $T_j$  satisfacen (con  $T_j \leq T_i$ ) la siguiente condición:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (5.15)$$

Siempre que todas las respuestas modales relevantes (ver anterior) puedan ser consideradas como independientes una de otra, el valor máximo  $E_E$  de un efecto de acción sísmica puede ser tomado como

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (5.16)$$

donde:  $E_E$  = sollicitación sísmica bajo consideración (fuerza, desplazamiento, etc.),

$E_{Ei}$  = valor de esta sollicitación sísmica debido al modo de vibración  $i$ .

Si la ecuación 5.15 no es satisfecha, se deberán adoptar procedimientos más precisos para la combinación de las máximas modales, Ej. utilizando procedimientos tales como la “Combinación Cuadrática Completa”.

#### 5.2.4 Métodos no lineales.

General

Los análisis no lineales deberían ser sustentados apropiadamente con respecto al empuje sísmico, al modelo constitutivo utilizado, al método de interpretación de los resultados del análisis y a los requisitos a ser cumplidos.

El modelo matemático usado para el análisis elástico será ampliado para incluir la resistencia de los elementos estructurales y sus comportamientos post-elásticos.

Como mínimo, las envolventes de fuerza-deformación bilineal deberían ser usadas al nivel de elemento. En edificaciones de hormigón armado y mampostería, la rigidez elástica de una relación de fuerza-deformación bilineal debería corresponder a secciones agrietadas. En elementos dúctiles que se espera que exhiban incursiones por encima de la fluencia durante la respuesta, la rigidez elástica de una relación bilineal debería ser la rigidez secante al punto de fluencia.

Se puede asumir una rigidez Cero después de la fluencia. Si se espera degradación de resistencia, Ej. para muros de mampostería o para elementos frágiles, ésta tiene que ser incluida en la envolvente.

A menos que se especifique lo contrario, las propiedades del elemento deberían estar basadas en valores medios de las propiedades de los materiales.

Las cargas de gravedad serán aplicadas a los elementos apropiados del modelo matemático.

Las fuerzas axiales debidas a cargas de gravedad deberán ser consideradas cuando se determinan relaciones de fuerza-deformación para los elementos estructurales. Los momentos de flexión en elementos estructurales verticales, debido a las cargas de gravedad, pueden ser omitidos, a menos que ellos influyan sustancialmente en el comportamiento estructural global.

La acción sísmica será aplicada en ambas direcciones, positiva y negativa y se utilizarán los efectos sísmicos máximos.

#### Análisis estático No-lineal (Paso a paso)

El análisis paso a paso es un análisis estático no lineal bajo cargas de gravedad constantes y cargas horizontales monotónicamente crecientes. Éste puede ser aplicado para verificar el desempeño estructural de edificaciones recién diseñadas y existentes para los siguientes propósitos:

- a) para verificar o revisar los valores de la proporción de sobre resistencia  $\alpha_0/\alpha_1$  incluidos en 4.2.2;
- b) para estimar mecanismos plásticos esperados y la distribución de daño;
- c) para evaluar el desempeño estructural de edificaciones existentes o readaptadas;
- d) como una alternativa al diseño basado en el análisis lineal-elástico que utiliza el factor de comportamiento  $q$ . En ese caso el desplazamiento dado de acuerdo a lo previsto más adelante debería ser utilizado como la base del diseño.

Las edificaciones que no cumplan con los criterios de regularidad de 4.3 serán analizadas utilizando un modelo espacial.

Para edificaciones que cumplen con los criterios de regularidad de 4.3 el análisis puede ser llevado a cabo usando dos modelos planos, uno para cada dirección horizontal principal.

Para las edificaciones de mampostería a baja altura, en los cuales el comportamiento del muro estructural es dominado por cortante (Ej. si el número de pisos es 3 o menos y si la razón de aspecto promedio (altura a anchura) de los muros estructurales es menor que 1.0), cada piso puede ser analizado independientemente.

Como mínimo dos distribuciones verticales de cargas laterales deberían ser aplicadas:

- un patrón “uniforme”, basado en fuerzas laterales que son proporcionales a la masa sin importar la elevación (aceleración de respuesta uniforme)
- un patrón “modal”, proporcional a fuerzas laterales consistentes con la distribución de fuerza lateral determinada en el análisis elástico.

Se aplicarán cargas laterales en la ubicación de las masas en el modelo. Se considerará la excentricidad accidental.

La relación entre la fuerza de cortante basal y el desplazamiento control (la “curva de capacidad”) debería ser determinada mediante análisis paso a paso para valores del desplazamiento control que caen en un rango entre cero y el valor correspondiente al 150% del desplazamiento objetivo, definido más adelante.

El desplazamiento control puede ser tomado en el centro de masa en el techo de la edificación.

Cuando la sobre-resistencia ( $\alpha_w/\alpha_1$ ) debe ser determinada mediante análisis paso a paso, el valor menor del factor de sobre-resistencia obtenido para las dos distribuciones de carga lateral deberá ser utilizado.

El mecanismo plástico será determinado para ambas distribuciones de carga lateral. Los mecanismos plásticos deberían cumplir con los mecanismos en los cuales está basado el factor de comportamiento  $q$  utilizado en el diseño.

El desplazamiento objetivo se define como la demanda sísmica derivada del espectro de respuesta elástico de la sección 3 en términos del desplazamiento de un sistema equivalente de un sólo grado de libertad.

El análisis paso a paso puede subestimar significativamente las deformaciones laterales rígido/resistentes de una estructura flexible torsionalmente, es decir, una estructura con el primer modo predominantemente torsional. Lo mismo se aplica para las deformaciones laterales rígido/resistentes en una dirección de una estructura con el segundo modo predominantemente torsional. Para tales estructuras, los desplazamientos laterales rígido/resistentes deberían ser incrementados, en comparación a aquellos en la correspondiente estructura balanceada torsionalmente.

El requisito anterior se considera satisfecho si el factor de amplificación a ser aplicado a los desplazamientos laterales rígido/resistentes está basado en resultados del análisis modal elástico del modelo espacial.

Si se utilizan dos modelos planos para el análisis de estructuras regulares en planta, los efectos torsionales pueden ser estimados conforme a 5.3.

### Análisis de historia de tiempo no lineal

La respuesta dependiente del tiempo de la estructura puede ser obtenida a través de la integración numérica directa de sus ecuaciones diferenciales de movimiento, utilizando las series de tiempo de aceleración definidas en 3.3 para representar los movimientos del terreno.

Los modelos de elemento deberían ser suplidos con reglas que describan el comportamiento del elemento bajo ciclos post-elásticos de descarga-recarga. Estas reglas deberían reflejar de manera realista la disipación de energía en el elemento a través del rango de amplitudes de desplazamiento esperadas en la situación del diseño sísmico.

Si se obtiene la respuesta a partir de al menos 7 análisis de historia de tiempo no lineales a movimientos de tierra según 3.3, se debería utilizar el promedio de las cantidades de respuesta de todos estos análisis como sollicitación  $E_d$ . De lo contrario, el valor más desfavorable de la cantidad de respuesta entre los análisis debería ser utilizada como  $E_d$ .

## **5.3 CONSIDERACIONES TORSIONALES**

### **5.3.1 Excentricidad accidental adicional**

Si la rigidez y masa laterales están simétricamente distribuidas en planta y a menos que no se tomen en cuenta excentricidades accidentales mediante un método más exacto, se podrán representar los efectos torsionales accidentales mediante la multiplicación de las sollicitaciones que resultan en los elementos de resistencia a carga individual con un factor  $\delta$  dado por:

$$\delta = 1 + 0.6 \cdot \frac{x}{L_e} \quad (5.17)$$

donde:  $x$  = distancia del elemento bajo consideración a partir del centro de la edificación en planta, medida perpendicularmente a la dirección de la acción sísmica considerada

$L_e$  = distancia entre los dos elementos de resistencia a carga lateral más exteriores, medida igual que la anterior.



Si se hace el análisis utilizando dos modelos planos, uno por cada dirección horizontal principal, los efectos torsionales pueden ser determinados doblando la excentricidad accidental  $e_{li}$  de la expresión (5.19) y aplicando la expresión (5.17) anterior con el factor 0.6 incrementado a 1.2.

Las fuerzas horizontales  $F_i$  determinadas según los párrafos anteriores serán distribuidas al sistema de resistencia a carga lateral asumiendo pisos rígidos.

### **5.3.2 Excentricidad accidental adicional para análisis simplificado**

Cuando se usa un modelo espacial para el análisis, los efectos torsionales accidentales a los que se hace referencia en 5.3.3 pueden ser determinados como la envolvente de los efectos que resultan a partir de un análisis para cargas estáticas, que consiste de momentos torsionales  $M_{li}$  alrededor del eje vertical de cada piso  $i$ :

$$M_{li} = e_{li} \cdot F_i \quad (5.18)$$

- donde:  $M_{li}$  = momento torsional aplicado en el piso  $i$  alrededor de su eje vertical,  
 $e_{li}$  = excentricidad accidental de la masa del piso  $i$  según la expresión (5.19) para todas las direcciones relevantes,  
 $F_i$  = fuerza horizontal actuante sobre el piso  $i$  para todas las direcciones relevantes.

Se deberían tomar en cuenta los efectos de la carga con signos positivos y negativos (lo mismo para todos los pisos).

Cuando dos modelos planos separados son utilizados para el análisis, los efectos torsionales pueden ser representados aplicando las reglas de 5.3.1 a las solicitaciones.

### **5.3.3 Efectos torsionales accidentales**

Para cubrir las incertidumbres en la ubicación de las masas y en la variación espacial del movimiento sísmico, el centro de masa calculado en cada piso  $i$  será considerado desplazado de su ubicación nominal en cada dirección por una excentricidad accidental:

$$e_{li} = \pm 0,05 \cdot L_i \quad (5.19)$$

- donde:  $e_{li}$  = excentricidad accidental de la masa de piso  $i$  a partir de su ubicación nominal, aplicada en la misma dirección en todos los pisos,  
 $L_i$  = dimensión del piso perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

#### **5.4 LÍMITES DE LA DERIVA**

Las limitaciones son especificadas para limitar el daño en caso de un evento con una probabilidad más alta de excedencia, como se definió en 1.2.1.

La deriva permitida está entre 0.5 y 0.75 % de la altura de piso, dependiendo de las propiedades de los elementos no estructurales, como se define a continuación:

- a) Para edificaciones que tienen elementos no estructurales de materiales frágiles vinculados a la estructura:

$$d_r \cdot \nu \leq 0.005 \cdot h \quad (5.20)$$

- b) Para edificaciones que tienen elementos no estructurales fijados de una manera tal que no interfieran con deformaciones estructurales o que están compuestos de elementos dúctiles.

$$d_r \cdot \nu \leq 0.0075 \cdot h \quad (5.21)$$

donde:  $d_r$  = deriva de piso a piso de diseño

$h$  = altura del piso

$\nu$  = factor de reducción para tomar en cuenta el período de recurrencia menor de la acción sísmica asociada con el estado de límite de daño (ver 3.2.2).

El valor del factor de reducción  $\nu$  también puede depender de la clase de importancia de la edificación. Implícita en su uso está la suposición de que el espectro de respuesta elástico de la acción sísmica para el “requisito de no-colapso” tiene la misma forma que el espectro de la acción sísmica para “límite de daño” (sección 3).

#### **5.5 CONSIDERACIONES DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA**

Los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura serán tomados en cuenta en:

- a) edificaciones donde los efectos de P- $\Delta$  (2<sup>do</sup> orden) juegan un papel significativo
- b) edificaciones apoyadas sobre suelos muy suaves, con velocidad de onda de cortante promedio  $V_{s30}$  (como se definió en 2.5) menor que 100 m/s.

Los efectos de la interacción suelo-estructura sobre los pilotes de cimentación serán evaluados tomando en cuenta las fuerzas de inercia transmitidas por la superestructura, y las fuerzas cinemáticas que surgen a partir de la deformación de los suelos cercanos debido al paso de las ondas sísmicas.

## VI. VERIFICACIONES DE SEGURIDAD

### 6.1 SEPARACIÓN DE EDIFICACIONES

Las edificaciones serán protegidas del golpe inducido por sismo contra otras estructuras adyacentes o entre unidades estructuralmente independientes de la misma edificación.

Esto se considera satisfecho:

- (a) Para edificaciones, o unidades estructuralmente independientes, que no pertenecen a la misma propiedad, si la distancia a partir de la línea de la propiedad a los puntos potenciales de impacto no es menor que el desplazamiento horizontal máximo de la edificación en el nivel correspondiente, calculado según la expresión (6.1);
- (b) Para edificaciones, o unidades estructuralmente independientes, pertenecientes a la misma propiedad, si la distancia entre ellas no es menor que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) de los desplazamientos horizontales máximos de las dos edificaciones o unidades en el nivel correspondiente, calculados según la expresión (6.1).

Si las elevaciones de piso de la edificación o unidad independiente bajo diseño son las mismas que las de las edificaciones o unidades adyacentes, se puede reducir la distancia mínima a la que se refiere anteriormente por un factor de 0.7.

Si se ejecuta el análisis lineal los desplazamientos inducidos por la acción sísmica de diseño serán calculados sobre la base de deformaciones elásticas del sistema estructural mediante la siguiente expresión simplificada:

$$d_s = q_d d_e \quad (6.1)$$

donde:  $d_s$  = desplazamiento de un punto del sistema estructural inducido por la acción sísmica de diseño

$q_d$  = factor de comportamiento de desplazamiento, normalmente asumido igual a  $q$

$d_e$  = desplazamiento del mismo punto del sistema estructural, tal y como se determina por un análisis lineal basado en el espectro de respuesta de diseño según 3.2

El valor de  $d_s$  no necesita ser mayor que el valor derivado a partir del espectro elástico.

## 6.2 RESISTENCIA DE DIAFRAGMAS HORIZONTALES

Los diafragmas y arriostres en planos horizontales serán capaces de transmitir con suficiente sobre resistencia los efectos de la acción sísmica de diseño a los distintos sistemas de resistencia a carga lateral a los que están conectados.

Este requisito se considera satisfecho si para las verificaciones de resistencia principales las solicitaciones sísmicas obtenidas a partir del análisis para el diafragma son multiplicadas por un factor de sobre resistencia  $\gamma_d$  mayor que 1.0.

## 6.3 REQUISITOS PARA LAS CIMENTACIONES

La rigidez de la cimentación será la adecuada para transmitir al suelo las acciones recibidas de la superestructura tan uniformemente como sea posible.

En general, sólo se debería usar un tipo de cimentación para la misma estructura, a menos de que ésta consista de unidades dinámicamente independientes.

## 6.4 CONSIDERACIONES DE EFECTOS P- $\Delta$

No se necesita tomar en cuenta los efectos de segundo orden (P- $\Delta$ ) si la siguiente condición se cumple en todos los pisos:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0.10 \quad (6.2)$$

- donde:  $\theta$  = coeficiente de susceptibilidad de deriva de piso a piso  
 $P_{tot}$  = carga de gravedad total en y por encima del piso considerado en la situación de diseño sísmico  
 $d_r$  = deriva de piso a piso de diseño, evaluada como la diferencia de los desplazamientos laterales promedio en la parte superior e inferior del piso bajo consideración  
 $V_{tot}$  = cortante sísmico total del piso  
 $h$  = altura de piso a piso.

En cualquier caso será  $\theta < 0.3$ .

Si  $0.1 < \theta < 0.2$ , los efectos de segundo orden pueden ser aproximadamente tomados en cuenta mediante la multiplicación de las solicitaciones sísmicas relevantes por un factor igual a  $1/(1 - \theta)$ .

Si las solicitaciones de diseño  $E_d$  se obtienen mediante un método no lineal de análisis, entonces la condición anterior debería aplicarse en términos de fuerzas únicamente para elementos frágiles. Para zonas de disipación, las cuales se designan y detallan para ductilidad, la condición de resistencia debería ser satisfecha en términos de deformaciones del elemento (Ej. articulaciones plásticas o rotación de los ejes), con factores de seguridad del material apropiados aplicados sobre las capacidades de deformaciones del elemento.

## **6.5 DISEÑO Y DETALLE DE ELEMENTOS SÍSMICOS SECUNDARIOS Y NO-ESTRUCTURALES**

### **6.5.1 General**

La presente subsección se aplica a los elementos designados como sísmicos secundarios (ver 4.3.5), los cuales están sujetos a deformaciones significativas en la situación del diseño sísmico. Dichos elementos serán diseñados y detallados para mantener su capacidad para soportar las cargas de gravedad presentes en la situación de diseño sísmico, cuando están sujetas a deformaciones máximas bajo la condición de diseño sísmico.

Las deformaciones máximas debidas a la situación de diseño sísmico serán calculadas a partir de un análisis de la estructura para la condición de diseño sísmico, en el cual la contribución de elementos sísmicos secundarios a la rigidez lateral es ignorada y los elementos sísmicos primarios son modelados con su rigidez de cortante y flexión agrietada.

### **6.5.2 Componentes no-estructurales**

Los elementos no estructurales (apéndices) de las edificaciones (Ej. parapetos, antenas a dos aguas, equipos y apéndices mecánicos, muros de cortina, particiones, barandas) que podrían, en caso de fallo, causar riesgos a las personas o afectar la estructura principal de la edificación o los servicios de instalaciones críticas deberán – junto con sus soportes – ser verificadas para resistir la acción sísmica de diseño.

Para elementos no estructurales de gran importancia o de naturaleza particularmente peligrosa, el análisis sísmico estará basado en un modelo realista de las estructuras relevantes y en el uso de espectros de respuesta apropiados derivados de la respuesta de los elementos estructurales de soporte del sistema sísmico resistente principal.

En todos los demás casos son permitidas simplificaciones apropiadamente justificadas de este procedimiento.

### Análisis

Los elementos no estructurales, así como sus conexiones, accesorios o anclajes, serán verificados para la condición de diseño sísmico.

Los efectos de la acción sísmica pueden ser determinados aplicando al elemento no estructural una fuerza horizontal  $F_a$ , la cual es definida como sigue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a \cdot \gamma_a) / q_a \quad (6.3)$$

donde:  $F_a$  = fuerza sísmica horizontal, actuando en el centro de la masa del elemento no estructural en la dirección más desfavorable,

$W_a$  = peso del elemento,

$S_a$  = coeficiente sísmico relativo a los elementos no estructurales según se define más adelante,

$\gamma_a$  = factor de importancia del elemento,

$q_a$  = factor de comportamiento del elemento, ver Tabla 6.1.

El coeficiente sísmico  $S_a$  puede ser calculado como sigue:

$$S_a = 2 \cdot \alpha \cdot S \cdot (1 + z/H) / (1 + (1 - T_a/T_1)^2) \quad (6.4)$$

donde:  $\alpha$  = razón de la aceleración del terreno de diseño en un tipo de suelo A, a la aceleración de gravedad  $a_g$

$S$  = factor de suelo

$T_a$  = período de vibración fundamental del elemento no estructural

$T_1$  = período de vibración fundamental de la edificación en la dirección principal

$z$  = altura del elemento no estructural por encima del nivel de aplicación de la acción sísmica

$H$  = altura de la edificación desde el cimiento o desde la parte superior de un sótano rígido

### Factores de importancia

Para los siguientes elementos no estructurales el factor de importancia  $\gamma_a$  no será seleccionado menor que 1,5:

- Anclaje de maquinaria y equipo requeridos para sistemas de seguridad humana;
- Tanques y recipientes que contengan sustancias tóxicas o explosivas que se consideran peligrosas para la seguridad del público general.

En todos los demás casos el factor de importancia  $\gamma_a$  de un elemento no estructural puede asumirse con el mismo valor del factor de importancia  $\gamma_I$  de la edificación concerniente.

Factores de comportamiento

Los valores del factor de comportamiento  $q_a$  para elementos no estructurales se dan en la Tabla 6.1.

**Tabla 6.1: Valores de  $q_a$  para elementos no estructurales**

Tipo de elementos no estructurales	$q_a$
- Parapetos en voladizo o adornos - Anuncios y vallas publicitarias - Chimeneas, mástiles y tanques sobre patas actuando como vigas voladizas no arriostradas a lo largo de más de la mitad de su altura total	1.0
- Muros interiores y exteriores - Particiones y fachadas - Chimeneas, mástiles y tanques sobre patas actuando como vigas voladizas no arriostradas a lo largo de menos de la mitad de su altura total, o arriostradas o ligadas a la estructura en o por encima de sus centros de masa - Anclajes para gabinetes permanentes apoyados al piso y estanterías de libros - Anclaje para falsos techos (suspendidos) y accesorios de iluminación	2.0

**6.6 MEDIDAS PARA PÓRTICOS DE MAMPOSTERÍA RELLENOS**

**6.6.1 General**

Esta subsección se aplica a sistemas de hormigón dual equivalente a pórticos o pórticos y a, estructuras de compuestos de (acero-hormigón) o acero mezclado, que interactúan con muros de mampostería de relleno no diseñados que cumplen las siguientes condiciones:

- a) ellos son construidos después del endurecimiento de los pórticos de hormigón o el ensamblaje del pórtico de acero;
- b) ellos están en contacto con el pórtico (Ej. es decir, sin juntas de separación especiales), pero sin conexión estructural a éste (mediante tirantes, cerramientos, barras o conectores de cortante);
- c) ellos son considerados en principio como elementos no estructurales.

Para sistemas de muro o sistemas de hormigón dual equivalentes a muro, así como para sistemas de acero arriostrados o compuestos de acero-hormigón, la interacción con los muros de relleno de mampostería puede ser ignorada.

Si los muros de relleno de mampostería constituyen parte del sistema estructural sismorresistente, el análisis y el diseño deberá llevarse a cabo de acuerdo a criterios y regulaciones apropiadas.

Se asume que ningún cambio de la estructura tendrá lugar durante la fase de construcción o durante la vida útil de la estructura, a menos que se provea la justificación y verificación apropiadas. Debido a la naturaleza específica de la respuesta sísmica esto se aplica aún en el caso de cambios que conducen a un incremento de la resistencia estructural.

### **6.6.2 Requisitos y criterios**

Las consecuencias de irregularidad en planta producidas por los muros de relleno serán tomadas en cuenta.

Las consecuencias de irregularidad en elevación producidas por los muros de relleno serán tomadas en cuenta.

Se tomarán en consideración las altas incertidumbres relacionadas con el comportamiento de los muros de relleno (a saber, la variabilidad de sus propiedades mecánicas y de su acoplamiento al pórtico que los rodea, su posible modificación durante el uso de la edificación, así como el grado no uniforme de daño sufrido durante el propio sismo).

Los posibles efectos locales adversos debido a la interacción pórtico-relleno (Ej. fallo de cortante de columnas delgadas ante fuerzas de cortante inducidas por la acción del puntal diagonal de los muros de relleno) serán tomados en cuenta.



### 6.6.3 Irregularidades debidas a muros de mampostería de relleno

Se deberán evitar arreglos de muros de relleno muy irregular, no simétrico o no uniforme en planta (tomando en consideración la amplitud de las aberturas y perforaciones en los paneles de relleno).

En caso de irregularidades severas en planta debidas al arreglo no simétrico de los rellenos (Ej. principalmente a lo largo de dos caras consecutivas de la edificación), deberían utilizarse modelos espaciales para el análisis de la estructura. Los muros de relleno deberían ser incluidos en el modelo y un análisis de factibilidad con relación a la posición y las propiedades de los muros de relleno deberá ser llevado a cabo (Ej. descartando uno de tres o cuatro paneles de relleno en un pórtico plano, especialmente en los lados más flexibles). Deberá darse especial atención a la verificación de elementos estructurales en los lados flexibles del plano (es decir lo más lejos del lado donde los muros de relleno están concentrados) contra los efectos de cualquier respuesta torsional causada por los muros de relleno.

Los paneles de relleno con más de una aberturas o perforaciones significativas (Ej. una puerta y una ventana, etc.) deberían ser descartados en el modelo para un análisis.

Cuando los muros de relleno de mampostería no están distribuidos regularmente, pero no de tal manera que constituyan una irregularidad severa en planta, estas irregularidades pueden ser tomadas en cuenta mediante el incremento por medio de un factor de 2.0 de los efectos de la excentricidad accidental.

Si hay irregularidades considerables en elevación (Ej. reducción drástica de muros de relleno en uno o más pisos comparado a los demás), será impuesto un incremento local de los efectos de la acción sísmica en los pisos respectivos.

Si no se utiliza un modelo más preciso, éste se considera satisfecho si las solicitaciones sísmicas calculadas son amplificadas por un factor de magnificación  $\eta$  definido como sigue:

$$\eta = \left(1 + \Delta V_{Rw} / \sum V_{Sd}\right) \leq q \quad (6.5)$$

donde:  $\Delta V_{Rw}$  = Reducción total de la resistencia de los muros de mampostería en el piso concerniente, comparado con el piso más relleno por encima de éste

$\sum V_{Sd}$  = suma de las fuerzas de resistencia sísmica que actúan en todos los elementos sísmicos primarios verticales del piso concerniente.

Si la expresión (6.5) conduce a un factor de magnificación  $\eta$  menor que 1.1, no hay necesidad de tal modificación de las solicitaciones.

#### **6.6.4 Límite de daño de muros de relleno**

Para los sistemas estructurales excepto en caso de sismicidad baja o muy baja (sección 2) se deberían tomar medidas apropiadas para evitar fallas frágiles y la desintegración prematura de los muros de relleno (en particular de paneles de mampostería con aberturas o de materiales friables), así como el colapso fuera del plano (pandeo) de paneles de mampostería delgados o sus partes. Se deberá prestar particular atención a los paneles de mampostería con una razón de esbeltez (proporción de la menor entre la longitud o la altura al espesor) mayor que 15.

Ejemplos de medidas para mejorar la integridad y comportamiento dentro y fuera del plano, incluyen mallas metálicas ligeras bien ancladas sobre una cara del muro, tensores de muro fijados a las columnas y fundidos dentro del plano de la mampostería, “tensores de viento” y cerramientos de hormigón que cruzan los paneles y a lo ancho del espesor completo del muro, inserción de armaduras de acero en las capas de mortero.

Si hay aberturas o perforaciones grandes en un panel de relleno, sus bordes deberán ser reforzados con dinteles y barras.

## **VII. PREVISIONES PARA AISLAMIENTO DE LA BASE**

### **7.1 GENERAL**

Esta sección cubre el diseño de estructuras aisladas sísmicamente en las cuales el sistema de aislamiento, ubicado debajo de la masa principal de la estructura, intenta reducir la respuesta sísmica del sistema de resistencia de la fuerza lateral.

La reducción de la respuesta sísmica del sistema de resistencia de la fuerza lateral puede ser obtenida mediante el incremento del período fundamental de la estructura aislada sísmicamente, modificando la forma del modo fundamental e incrementando el amortiguamiento, o mediante una combinación de estos efectos. El sistema de aislamiento puede consistir de resortes y/o amortiguadores lineales o no lineales.

Esta sección no cubre los sistemas de disipación de energía pasivos que no están ordenados en una interface única, sino que están distribuidos sobre varios pisos o niveles de la estructura.

### **7.2 CRITERIOS DE OBSERVANCIA**

Los siguientes estados de límite serán chequeados:

- Estados de límite de no-colapso: son aquellos asociados con el colapso o con otras formas de fallo estructural que pueden poner en peligro la seguridad de las personas;
- Estados de límite de daño: son aquellos asociados con la ocurrencia de daño, correspondientes a estados bajo los cuales los requisitos de servicio especificados ya no se cumplen.

En el estado límite de limitación de daño, todas las líneas vitales (instalaciones) que cruzan las juntas alrededor de la estructura aislada permanecerán dentro del rango elástico, y la deriva inter-piso deberá ser limitada en la subestructura y la superestructura de conformidad con 5.4.

En los estados límite de no-colapso:

- La capacidad final de los dispositivos de aislamiento en términos de resistencia y deformabilidad no será excedida, con los factores de seguridad fundamentales;

- Sin embargo puede ser aceptable que, en ciertos casos, la subestructura tenga un comportamiento inelástico, se considera en la presente subsección que éste permanece dentro del rango elástico;
- Los dispositivos de aislamiento pueden alcanzar su capacidad final, mientras que la superestructura y la subestructura permanecen dentro del rango elástico. Entonces no hay necesidad de diseño de capacidad y detalle dúctil en la superestructura o la subestructura;
- Las líneas de gas y otras instalaciones vitales peligrosas que cruzan las juntas que separan la superestructura del terreno o las construcciones que la rodean serán diseñadas para acomodar de manera segura el desplazamiento relativo entre la superestructura aislada y el terreno o construcciones que la rodean, tomando en cuenta un factor de seguridad  $\gamma_x = 1.2$ .

### **7.3 PREVISIONES GENERALES DE DISEÑO**

#### **7.3.1 Dispositivos y control de movimientos no deseables**

Suficiente espacio entre la superestructura y la subestructura será previsto, junto con otros arreglos necesarios, para permitir inspección, mantenimiento y reemplazo de los dispositivos durante el tiempo de vida de la estructura.

Si fuese necesario, los dispositivos deberían ser protegidos de efectos dañinos potenciales, tales como fuego, ataque químico o biológico.

Los materiales utilizados en el diseño y construcción de los dispositivos deberían ajustarse a las normas existentes importantes.

Para minimizar los efectos torsionales, el centro de rigidez efectivo y el centro de amortiguamiento del sistema de aislamiento deberían estar lo más cercanamente posible a la proyección del centro de masa en la interface de aislamiento.

Para minimizar el comportamiento diferente de los dispositivos de aislamiento, la tensión compresiva inducida en ellos por medio de acciones permanentes debería ser tan uniforme como sea posible.

Las previsiones de diseño prevendrán deslizamientos no controlados entre los dispositivos de aislamiento y la subestructura o la superestructura en la situación sísmica y las otras condiciones de diseño.

Dispositivos, cuyo comportamiento puede inducir, impactos no controlados o movimientos torsionales, no serán utilizados. Esto se considera satisfecho si los efectos de impacto potencial son evitados mediante dispositivos apropiados (Ej. amortiguadores, absorbedores de impacto, etc.).

### **7.3.2 Control de movimientos de terreno sísmico-diferenciales**

Los elementos estructurales ubicados encima y debajo de la interface de aislamiento deberían ser suficientemente rígidos en ambas direcciones la horizontal y la vertical, de tal manera que los efectos de desplazamientos de terreno sísmico-diferenciales sean minimizados.

Esto se considera satisfecho si todas las condiciones expuestas a continuación se cumplen:

- a) Se provea un diafragma rígido encima y debajo del sistema de aislamiento, que consiste de una losa de hormigón armado o un reticulado de vigas, diseñado tomando en cuenta todos los posibles modos de pandeo locales y globales. Este diafragma rígido no es necesario si las estructuras consisten en estructuras cajón rígidas;
- b) Los dispositivos que constituyen el sistema de aislamiento están fijados en ambos extremos a los diafragmas rígidos definidos anteriormente, ya sea directamente o, si no se puede poner en práctica, mediante elementos verticales, cuyo desplazamiento horizontal relativo en la condición de diseño sísmico deberá ser menor que  $1/20$  del desplazamiento relativo del sistema de aislamiento.

Se proveerá suficiente espacio entre la superestructura aislada y los terrenos o construcciones que la rodean, para permitir su desplazamiento en todas las direcciones en la situación de diseño sísmico.

## **7.4 ACCIÓN SÍSMICA**

Se asumirá que las tres componentes de la acción sísmica actúan simultáneamente.

Cada componente de la acción sísmica está definida en términos del espectro elástico (ver sección 3) para las condiciones de suelo locales y aceleración del terreno de diseño  $S_{a_g}$ , aplicables.

En edificaciones de clase de importancia I, los espectros específicos de sitio incluyendo efectos de fuente cercana también deberían ser tomados en cuenta, si la edificación está ubicada a una distancia menor que 15 km desde la falla potencialmente activa más cercana

con una magnitud  $M_s \geq 6,5$ . Dichos espectros no deberían ser tomados como menores a los espectros estándar definidos en la sección 3.

Si se requieren análisis de historia de tiempo, un conjunto de, como mínimo, tres registros de movimiento del terreno deberán ser utilizados.

## **7.5 FACTOR DE COMPORTAMIENTO**

El valor del factor de comportamiento será tomado como  $q = 1$ .

## **7.6 PROPIEDADES DEL SISTEMA DE AISLAMIENTO**

Los valores de las propiedades físicas y mecánicas del sistema de aislamiento a ser utilizados en el análisis serán los más desfavorables a ser alcanzados durante el tiempo de vida de la estructura. Ellos reflejarán, donde sea relevante, la influencia de:

- ritmo de carga;
- magnitud de la carga vertical simultánea;
- magnitud de la carga horizontal simultánea en la dirección transversal;
- temperatura;
- cambio de propiedades durante la vida de servicio proyectada.

Las aceleraciones y fuerzas de inercia inducidas por el sismo deberán ser evaluadas tomando en cuenta el valor máximo de la rigidez y el valor mínimo de los coeficientes de amortiguamiento y fricción.

Los desplazamientos deberán ser evaluados tomando en cuenta el valor mínimo de la rigidez y de los coeficientes de amortiguamiento y fricción.

En edificaciones de clases de importancia III y IV, los valores medios de las propiedades físicas y mecánicas pueden ser utilizados, bajo el supuesto que los valores extremos (máximo o mínimo) no difieran en más del 15% de los valores medios.

## **7.7 ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

### **7.7.1 General**

La respuesta dinámica del sistema estructural deberá ser analizada en términos de aceleraciones, fuerzas de inercia y desplazamientos.

Los efectos torsionales, incluyendo los efectos de la excentricidad accidental definida en 5.3, serán tomados en cuenta.

El modelado del sistema de aislamiento debería reflejar con una suficiente precisión, la distribución espacial de las unidades del aislador, de tal manera que la traslación en ambas direcciones horizontales, los correspondientes efectos de vuelco y la rotación alrededor del eje vertical sean adecuadamente representadas. Éste debería reflejar adecuadamente las características de los diferentes tipos de unidades utilizadas en el sistema de aislamiento.

### **7.7.2 Análisis lineal equivalente**

Sujeto a las condiciones que se dan más adelante, el sistema de aislamiento puede ser modelado con comportamiento visco-elástico lineal equivalente, si éste consiste de dispositivos tales como soportes elastoméricos laminados, o con un comportamiento histerético bilineal si el sistema consiste de dispositivos de tipo elasto-plástico.

Si se utiliza un modelo lineal equivalente, la rigidez efectiva de cada unidad de aislamiento (es decir, el valor de la secante de la rigidez en el desplazamiento de diseño total  $d_{db}$ , de la unidad) debería ser utilizado. La rigidez efectiva  $K_{eff}$  del sistema de aislamiento es la suma de la rigidez efectiva de las unidades de aislamiento.

Si se utiliza un modelo lineal equivalente, la disipación de energía del sistema de aislamiento deberá ser expresado en términos de un amortiguamiento viscoso equivalente, como “el amortiguamiento efectivo” ( $\xi_{eff}$ ). La disipación de energía en soportes deberá ser expresada a partir de la energía disipada medida en ciclos con frecuencia en el rango de las frecuencias naturales de los modos considerados. Para modos más altos fuera de este rango, la razón de amortiguamiento modal de la estructura completa deberá ser la de una superestructura de base fija.

Cuando la rigidez efectiva o el amortiguamiento efectivo de ciertas unidades aislantes dependen del desplazamiento de diseño  $d_{dc}$  (desplazamiento del centro de rigidez efectiva del sistema de aislamiento en la dirección considerada), se deberá aplicar un procedimiento iterativo, hasta que la diferencia entre los valores asumidos y calculados de  $d_{dc}$  no exceda 5% del valor asumido.

El comportamiento del sistema de aislamiento puede ser considerado como lineal equivalente si se cumplen todas las condiciones siguientes:

- a) La rigidez efectiva del sistema de aislamiento es como mínimo 50 % de la rigidez efectiva en un desplazamiento de  $0.2d_{dc}$ ;
- b) La razón del amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento no excede 30%;

- c) Las características de fuerza-desplazamiento del sistema de aislamiento no varían por más de 10% debido al ritmo de carga o debido a las cargas verticales.
- d) El incremento de la fuerza de restauración en el sistema de aislamiento para desplazamientos entre  $0.5d_{dc}$  y  $d_{dc}$  es como mínimo 2.5% de la carga de gravedad total por encima del sistema de aislamiento.

Si el comportamiento del sistema de aislamiento se considera como lineal equivalente y la acción sísmica se define mediante el espectro elástico, una corrección de amortiguamiento debería ser ejecutada de acuerdo a la sección 3.

### 7.7.3 Análisis lineal simplificado

El método de análisis lineal simplificado considera dos traslaciones dinámicas horizontales y súper-impone efectos torsionales estáticos. Éste asume que la superestructura es un sólido rígido trasladándose por encima del sistema de aislamiento, sujeto a las condiciones dadas más adelante. Entonces el periodo efectivo de traslación es:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} \quad (7.1)$$

donde:  $M$  = masa de la superestructura  
 $K_{eff}$  = rigidez horizontal efectiva del sistema de aislamiento.

El movimiento torsional alrededor del eje vertical puede ser ignorado en la evaluación de la rigidez horizontal efectiva y en el análisis lineal simplificado si, en cada una de las dos direcciones horizontales principales, la excentricidad total (incluyendo la excentricidad accidental) entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y la proyección vertical del centro de masa de la superestructura no excede 7.5% de la longitud de la superestructura transversal a la dirección horizontal considerada. Esta es una condición para la aplicación del método de análisis lineal simplificado.

El método simplificado puede ser aplicado a sistemas de aislamiento con un comportamiento amortiguado lineal equivalente, si ellos también cumplen con todas las condiciones siguientes:

- a) la distancia desde el sitio hasta la falla potencialmente activa más cercana con una magnitud  $M_s \geq 6.5$  es mayor que 15 km;
- b) la dimensión más grande de la superestructura en planta es menor que 50 m;



- c) la subestructura es suficientemente rígida para minimizar los efectos de desplazamientos diferenciales del terreno;
- d) todos los dispositivos están localizados por encima de elementos de la subestructura que soporta las cargas verticales;
- e) el período efectivo  $T_{eff}$  satisface la siguiente condición:

$$3T_f \leq T_{eff} \leq 3s \quad (7.2)$$

donde:  $T_f$  = período fundamental de la superestructura con una base fija (estimado mediante una expresión simplificada).

- f) el sistema de resistencia de carga lateral de la superestructura está ordenado regular y simétricamente a lo largo de los dos ejes principales de la estructura en planta;
- g) la rotación de cabeceo en la base de la subestructura puede ser ignorada;
- h) la proporción entre la rigidez vertical y la horizontal del sistema de aislamiento satisface la siguiente condición:

$$\frac{K_v}{K_{eff}} \geq 150 \quad (7.3)$$

- i) el período fundamental en la dirección vertical,  $T_v$ , no es más mayor que 0.1 s,

donde:

$$T_v = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_v}} \quad (7.4)$$

El desplazamiento del centro de rigidez debido a la acción sísmica deberá ser calculado en cada dirección horizontal, mediante la siguiente expresión:

$$d_{dc} = \frac{M S_e(T_{eff}, \xi_{eff})}{K_{eff, \min}} \quad (7.5)$$

donde:  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$  = aceleración espectral definida en la sección 3, tomando en cuenta el valor apropiado del amortiguamiento efectivo  $\xi_{eff}$ .

Las fuerzas horizontales aplicadas en cada nivel de la superestructura deberán ser calculadas, en cada dirección horizontal mediante la siguiente expresión:

$$f_j = m_j S_e(T_{eff}, \xi_{eff}) \quad (7.6)$$

donde  $m_j$  es la masa en el nivel  $j$

El sistema de fuerzas considerado anteriormente induce efectos torsionales debido a las excentricidades naturales y accidentales combinadas.

Si la condición anterior para ignorar el movimiento torsional alrededor del eje vertical es satisfecha, los efectos torsionales en las unidades aislantes individuales pueden ser expresadas mediante la amplificación en cada dirección de las sollicitaciones con un factor  $\delta_{xi}$  dado (para la acción en la dirección de  $x$ ) por:

$$\delta_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y} y_i \quad (7.7)$$

donde:  $y$  = la dirección horizontal transversal a la dirección de  $x$  bajo consideración,  
 $(x_i, y_i)$  = coordenadas de la unidad aislante  $i$  relativas al centro de rigidez efectivo,  
 $e_{tot,y}$  = excentricidad total en la dirección de  $y$ ,  
 $r_y$  = radio torsional del sistema de aislamiento, como se da en la siguiente expresión:

$$r_y^2 = \frac{\sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi})}{\sum K_{xi}} \quad (7.8)$$

siendo  $K_{xi}$  y  $K_{yi}$  la rigidez efectiva de una unidad dada  $i$  en las direcciones de  $x$  e  $y$ , respectivamente

Los efectos torsionales en la superestructura deberán ser estimados de acuerdo a 5.3.

#### **7.7.4 Análisis lineal simplificado modal**

Si el comportamiento de los dispositivos puede ser considerado como lineal equivalente pero todas las condiciones dadas anteriormente para permitir la ejecución de un análisis lineal simplificado no son cumplidas, se puede ejecutar un análisis modal.

#### **7.7.5 Análisis de historia de tiempo**

Si un sistema de aislamiento no puede ser representado por un modelo lineal equivalente, la respuesta será evaluada por medio de un análisis de historia de tiempo, utilizando una

ley constitutiva de los dispositivos que pueden reproducir adecuadamente el comportamiento del sistema en el rango de deformaciones y velocidades anticipadas en la condición de diseño sísmico.

### **7.8 VERIFICACIONES DE SEGURIDAD EN EL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO**

La subestructura será verificada bajo las fuerzas de inercia directamente aplicadas a esta y las fuerzas y momentos transmitidos a esta por el sistema de aislamiento.

Serán llevadas a cabo verificaciones de seguridad con respecto al equilibrio y resistencia en la subestructura y en la superestructura sin satisfacer el diseño de capacidad y las condiciones de ductilidad globales o locales.

Los elementos estructurales de la subestructura y la superestructura pueden ser designados como no disipativos. Para edificaciones de hormigón, acero o compuestos de acero-hormigón, pueden ser adoptados los detalles de las clases de ductilidad baja.

La condición de resistencia de los elementos estructurales de la superestructura puede ser satisfecha considerando las solicitaciones sísmicas divididas entre un factor de comportamiento de 1.5.

Considerando posibles fallos de pandeo de los dispositivos, la resistencia del sistema de aislamiento será evaluada tomando en cuenta el factor  $\gamma_x$  definido en 7.2.

De acuerdo al tipo de dispositivo considerado, la resistencia de las unidades de aislamiento deberá ser evaluada en el Estado Límite de No-colapso en términos de cualquiera de los siguientes:

- a) Fuerzas, tomando en cuenta las fuerzas verticales y horizontales máximas posibles en la condición de diseño sísmico, incluyendo efectos de vuelco;
- b) Desplazamiento horizontal total entre las superficies inferior y superior de la unidad. El desplazamiento horizontal total debería incluir la distorsión debida a la acción sísmica de diseño y los efectos de retracción, adherencia, temperatura y post-tensado, si están presentes.

## **VIII. EDIFICACIONES SIMPLES**

### **8.1 ALCANCE**

Esta sección se aplica a las edificaciones en las clases de importancia III y IV de acuerdo a 4.1, que pueden ser designados aplicando reglas simplificadas debido a sus dimensiones, características de simplicidad y regularidad.

Una edificación puede ser definida como “simple” si llena todos los criterios de regularidad definidos en 4.3.3 y 4.3.4 y adicionalmente cumple con todos los criterios siguientes:

- a) El sistema resistente de la edificación es aproximadamente simétrico en planta en las dos direcciones ortogonales.
- b) Todos los elementos verticales del sistema resistente son continuos desde el cimiento hasta el techo.
- c) Todas las alturas de piso no exceden 3.5 m y el área de cada piso no excede 300 m<sup>2</sup>.
- d) El sistema resistente está razonablemente distribuido en planta, con una porción significativa de los elementos resistentes verticales ubicados cerca de las partes exteriores de la edificación; se proveerán regulaciones específicas para cada material y sistema de construcción.
- e) El número de pisos no excede un número máximo que será previsto para el material de construcción como una función de la sismicidad, del sistema estructural y de la razón del área estructural resistente y el área de piso; el número de pisos no excederá 3 en ningún caso.

### **8.2 VERIFICACIONES DE DISEÑO Y SEGURIDAD**

Las edificaciones simples pueden diseñarse sin llevar a cabo ningún análisis específico ni verificación de seguridad, bajo el supuesto que todos los requisitos previos sean cumplidos, en adición a los especificados para cada material de construcción y sistema estructural.

Si una edificación en una zona de sismicidad baja o muy baja no excede los límites dados en términos de altura de piso y número de pisos, puede ser diseñada añadiendo a las combinaciones de carga no sísmica dos sistemas horizontales de fuerzas, en dos direcciones ortogonales, definidos según la expresión 5.13, asumiendo como la fuerza cortante basal total, una fracción del peso total de la edificación. La fracción apropiada a

ser considerada será definida para cada material de construcción y sistema estructural, pero en ningún caso será menor que 0.05.

### **8.3 REGULACIONES ESPECÍFICAS Y DETALLE**

Las regulaciones generales dadas en 4.3.1 y todas las regulaciones específicas y prescripciones de detalle dadas para cada material de construcción y sistema de construcción serán aplicadas, particularmente en lo que concierne a diafragmas horizontales, adecuada cimentación, separación de edificaciones, regulaciones geométricas, conexiones apropiadas entre diferentes elementos y detalle de elementos relacionados a materiales de construcción específicos.

## **IX. PREVISIONES PARA EDIFICACIONES EXISTENTES**

### **9.1 GENERAL**

El alcance de esta sección es:

- Proveer criterios para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras de edificación individuales existentes;
- Describir el enfoque en la selección de medidas de corrección necesarias;
- Presentar criterios para el diseño de las medidas de reparación/refuerzo (es decir concepción, análisis estructural incluyendo medidas de intervención, dimensionado final de partes estructurales y sus conexiones a elementos estructurales existentes).

Ya que las estructuras existentes:

- a) reflejan el estado del conocimiento al momento de su construcción;
- b) posiblemente contienen errores crasos ocultos;
- c) pueden haber sido sometidas a sismos previos con efectos desconocidos;
- d) la evaluación estructural y posible intervención estructural pueden estar sujetas a un grado de incertidumbre mucho más alto que el diseño de nuevas estructuras.

### **9.2 INFORMACIÓN PARA LA EVALUACIÓN ESTRUCTURAL**

#### **9.2.1 Información general e historia**

En la evaluación de la resistencia a sismos de estructuras existentes, tomando también en cuenta los efectos de las acciones en otras condiciones de diseño, los datos de entrada serán recolectados de registros públicos disponibles, información relevante, investigaciones de campo y, en la mayoría de los casos, de medidas y pruebas en el lugar de los hechos y/o laboratorios.

La recolección de datos y las pruebas serán ejecutadas por personal calificado.

Se hará la verificación de los resultados de cada fuente de datos para minimizar las incertidumbres.

Inspección, listas de verificación y otros procedimientos de recolección de datos, deberán seguir las recomendaciones de organizaciones profesionales pertinentes y deberían reflejar la disponibilidad de recursos locales para la inspección, investigación y medidas de reparación/refuerzo.

### **9.2.2 Datos de entrada requeridos**

En general, la información para la evaluación estructural debería cubrir los siguientes puntos, sin embargo, tal amplia información podría ser muy difícil de establecer para edificaciones tradicionales, y puede no ser asequible. En dichos casos, se debe tener en cuenta adecuadamente la incertidumbre resultante, como se discute en 9.2.3.

- a) Identificación del sistema estructural;
- b) Fecha de construcción e información sobre los cambios estructurales desde la construcción, que probablemente alteran el comportamiento estructural;
- c) Identificación de las condiciones de subsuelo como se categoriza en 2.5;
- d) Identificación del tipo de cimentación de la edificación;
- e) Identificación de la clase de exposición con respecto a la influencia medioambiental;
- f) Información sobre las dimensiones totales y las propiedades de las secciones transversales de los elementos de la edificación y la calidad y condición de los materiales constituyentes;
- g) Descripción del uso presente y/o planeado de la edificación (con identificación de su categoría de importancia, como se describe en 4.1);
- h) Evaluación de las cargas vivas potenciales mediante la consideración del uso real de los diversos espacios;
- i) Información sobre la calidad de los materiales existentes, expresada en términos cuantitativos donde sea posible;
- j) Información sobre el tipo y alcance de daños estructurales previos y presentes, si hay alguno, incluyendo medidas de reparación anteriores;
- k) Información sobre errores crasos identificables en la concepción estructural, sobre defectos del material y detalle inadecuado.

### **9.2.3 Niveles de conocimiento, métodos de análisis y factores de seguridad parcial**

#### *General*

La evaluación y rediseño de estructuras existentes pueden estar basados en factores de seguridad de carga y resistencia modificados apropiadamente (en comparación con el diseño de nuevas estructuras) para representar la incertidumbre mayor o menor con respecto al conocimiento de la geometría, detalle, materiales y cargas. Igualmente, el nivel

de conocimiento determina la selección del método de análisis a ser adoptado.

Para estos propósitos, se definen tres niveles de conocimiento, como sigue y se describe en la siguiente tabla.

- LC1: conocimiento limitado
- LC2: conocimiento adecuado
- LC3: conocimiento preciso

En la tabla, las palabras *limitado*, *extensivo* y *preciso*, relacionadas con control de detalles y pruebas en sitio, tienen el siguiente significado indicativo:

- Control en sitio limitado:* los detalles se verifican para al menos el 10% de cada tipo de elementos estructurales primarios
- Control en sitio extensivo:* los detalles se verifican para al menos el 20% de cada tipo de elementos estructurales primarios
- Control en sitio preciso:* los detalles se verifican para al menos el 30% de cada tipo de elementos estructurales primarios
- Pruebas en sitio limitadas:* al menos una prueba por piso para cada material estructural
- Pruebas en sitio extensivas:* al menos dos pruebas por piso para cada material estructural
- Pruebas en sitio precisas:* al menos tres pruebas por piso para cada material estructural.

**Tabla 9.1 - Métodos de análisis y modificación de los factores de seguridad parciales como una función del nivel de conocimiento**

Nivel de conocimiento	Geometría	Detalles	Materiales	Método de análisis recomendado	Factores de seguridad de carga y resistencia
LC1	De planos originales con inspección visual limitada	De una simulación de diseño según el código de diseño original + control en sitio limitado	Valores normales según el momento de construcción y pruebas en sitio limitadas	Lineal, estático o dinámico	Incrementados con respecto a nuevo diseño
LC2	De una encuesta en sitio completa y detallada	De planos de construcción originales + control en sitio limitado, o como arriba con control en sitio extensivo	De especificaciones de diseño con pruebas en sitio limitadas, o de pruebas en sitio extensivas	Cualquiera	Igual que para nuevo diseño
LC3	De una encuesta en sitio completa y detallada	De planos de construcción originales + control en sitio extensivo, o como para LC1 con control en sitio preciso	De certificados de prueba originales, con pruebas en sitio limitadas, o de pruebas en sitio precisas	Cualquiera	Disminuidos con respecto a nuevo diseño



## **9.3 EVALUACIÓN**

### **9.3.1 General**

La evaluación consiste en el cálculo de la resistencia sísmica de una edificación existente dañada o no dañada, tomando en cuenta ambas acciones no sísmicas y sísmicas, para el período de su supuesta vida útil.

La evaluación se hace para edificaciones individuales, para decidir sobre la necesidad de intervención estructural y sobre las medidas de refuerzo o reparación a ser implementadas. Dependiendo de la importancia de la edificación y de la extensión de sus posibles daños, así como de la información, tiempo y recursos disponibles, la evaluación se hará mediante uno de los métodos presentados en 9.3.5.

Cuando sea posible, el método utilizado debería incorporar información del comportamiento observado del mismo tipo de edificación o de edificaciones similares durante sismos anteriores.

### **9.3.2 Acción sísmica y combinación de carga sísmica.**

Los modelos básicos para la definición del empuje sísmico y combinaciones de carga son los presentados en las secciones 3 y 5.

### **9.3.3 Modelación estructural**

Basado en la información recolectada como se indicó en 9.2 se preparará un modelo de la estructura. El modelo será adecuado para determinar las solicitaciones en todos los elementos estructurales bajo la combinación de carga sísmica.

Todas las previsiones de 5.3 con respecto a efectos torsionales se aplican sin modificaciones.

De conformidad con 4.3.5, algunos de los miembros estructurales existentes se pueden designar como “secundarios”.

La resistencia y rigidez de estos miembros contra acciones laterales serán ignoradas, pero se chequeará que mantengan su integridad y capacidad de soportar las cargas de gravedad cuando estén sujetos a los desplazamientos de diseño, tomando en cuenta debidamente efectos de 2do orden. La selección de los miembros a ser considerados secundarios puede variar después de los resultados de un análisis preliminar, pero en ningún caso la selección de estos elementos será de tal manera que se cambie la clasificación de la estructura de no regular a regular, según las definiciones dadas en 4.4.2 – 4.3.4.

### **9.3.4 Métodos de análisis**

#### *General*

Los efectos de acción sísmica, a ser combinados con los efectos de las otras cargas permanentes y variables según la combinación sísmica en 5.1, pueden ser evaluados utilizando uno de los siguientes métodos, cuando sea aplicable:

- análisis estático lineal
- análisis de espectro de respuesta multi-modal
- análisis estático no lineal
- análisis dinámicos de historia de tiempo no lineal.

En todos los casos, la acción sísmica a ser utilizada es la correspondiente al espectro de respuesta elástico (es decir, no reducido por el factor de comportamiento  $q$ ), o sus representaciones alternativas equivalentes dadas en 3.1 y 3.3, considerando el factor de importancia apropiado  $\gamma_I$ .

Los análisis no lineales serán sustentados apropiadamente con respecto a las definiciones del empuje sísmico, al modelo estructural adoptado, a los criterios para la interpretación de los resultados del análisis, y a los requisitos a ser cumplidos.

Las dos componentes horizontales de la acción sísmica serán combinadas según 5.1.1.

La componente vertical de la acción sísmica será considerada en los casos contemplados en 5.1.2 y, cuando sea apropiado, combinada con las componentes horizontales como se indica en la misma cláusula.

Las previsiones relacionadas con medidas adicionales para estructuras rellenas de mampostería (6.5.3), coeficientes de combinación para acciones variables (5.1.3), categorías de importancia y factores de importancia (4.1) se aplican, cuando sea relevante.

#### *Análisis estático lineal*

Las condiciones para que este método sea aplicable se dan en 5.2.2, con la adición de la siguiente:

- el valor máximo (a través de todos los elementos primarios de la estructura) de la razón entre la sollicitación (momento flector, fuerza cortante, cortante en las juntas, etc.) obtenido a partir del análisis

bajo la combinación de carga sísmica, y la capacidad correspondiente, no exceda el valor de 2.

El método será aplicado como se describe en 5.2.2, excepto que el espectro de respuesta en la expresión (3.5) será el espectro elástico  $S_e(T)$  en vez del espectro de diseño  $S_d(T)$ .

#### Análisis de espectro de respuesta multi-modal

Las condiciones de aplicabilidad para este método se dan en 5.2.3 con la adición de la siguiente:

- el valor máximo (a través de todos los elementos primarios de la estructura) de la razón entre la sollicitación (momento flector, fuerza cortante, cortante en las juntas, etc.) obtenido a partir del análisis bajo la combinación de carga sísmica, y la capacidad correspondiente, no exceda el valor de 2.

El método se aplicará como se describe en 5.2.3, utilizando el espectro de respuesta elástico  $S_e(T)$ .

#### Análisis estático no lineal

Análisis estático no lineal (paso a paso) es un análisis estático no lineal bajo cargas de gravedad constantes y cargas horizontales monótonicamente crecientes (ver 5.2.4).

Las edificaciones que no cumplen con los criterios de 4.3.3 para regularidad en planta serán analizadas utilizando un modelo espacial.

Para edificaciones que cumplen con los criterios de regularidad de 4.3.3 el análisis puede ser hecho utilizando dos modelos planos, uno para cada dirección principal.

#### Análisis de historia de tiempo no lineal

La respuesta dependiente del tiempo de la estructura puede obtenerse a través de la integración numérica directa de sus ecuaciones diferenciales de movimiento, como se describe en 5.2.4.

El modelo mecánico será capaz de describir el comportamiento de los elementos bajo ciclos post-elásticos de descarga y recarga. El modelo también debería reflejar de manera realista la disipación de energía en los elementos a través del rango de amplitudes de los desplazamientos esperados en la condición de diseño sísmico.

### **9.3.5 Verificaciones de seguridad**

#### *Métodos lineales de análisis (estáticos o dinámicos)*

Se hará una distinción entre componentes o mecanismos “dúctiles” y “frágiles”. La clasificación de componentes/mecanismos como “dúctiles” o “frágiles” se da con relación a materiales específicos.

Para componentes “dúctiles” el valor de diseño  $E_d$  de la sollicitación debido a la acción sísmica será el obtenido a partir del análisis de la estructura bajo el espectro de respuesta elástico, dividido entre un factor de comportamiento  $q_c$  local, específico del componente. Los valores de  $q_c$  para los diferentes componentes se dan con relación a los materiales específicos.

Se chequeará que el valor resultante de diseño  $E_d$  de la sollicitación en la condición de diseño sísmico sea menor que la resistencia correspondiente de diseño, esta última siendo evaluada utilizando los factores  $\gamma_m$  apropiados como se discute en 9.2.3.

Para componentes “frágiles”, el valor de diseño de la sollicitación se obtendrá por medio de condiciones de equilibrio, considerando la resistencia de los componentes que llevan carga al componente bajo consideración. Se chequeará que el valor de diseño de la sollicitación sea menor que la resistencia correspondiente del componente, esta última siendo evaluada utilizando los factores de resistencia apropiados, como se modifican según la tabla 9.1.

#### *Métodos de análisis no lineales (estáticos o dinámicos)*

Los efectos de acción sísmica en componentes “dúctiles” y “frágiles” serán los obtenidos a partir del análisis hecho según 9.3.5.

Se chequeará que los componentes “dúctiles” posean una capacidad de deformación no menor que las deformaciones máximas calculadas. Las capacidades se determinarán según las regulaciones o los valores por defecto provistos para materiales específicos.

Se chequeará que los componentes “frágiles” tengan resistencias no menores que las sollicitaciones máximas calculadas. La resistencia de los componentes se evaluará utilizando los factores de resistencia apropiados, como se modifican según la tabla 9.1.

## **9.4 Criterios para intervención estructural**

### *Criterios generales*

Para la definición de las medidas de intervención, se considerará lo siguiente:

- a) Costos, iniciales y futuros (es decir representando los costos de mantenimiento y posibles daños futuros), versus la importancia de la estructura bajo consideración;
- b) Mano de obra disponible (es de importancia fundamental que las medidas sean factibles con la mano de obra y equipo disponibles);
- c) Disponibilidad de control de calidad apropiado;
- d) Ocupación (impacto del uso de la edificación, durante y después de los trabajos);
- e) Estética (la política de intervención puede variar de una solución totalmente invisible a un esquema estructural nuevo/adicional intencionalmente identificable);
- f) Preservación de la identidad arquitectónica de edificaciones históricas y consideración del nivel de reversibilidad de la intervención;
- g) Duración de los trabajos.

#### Crterios técnicos

La selección del tipo, técnica, amplitud y urgencia de la intervención estará basada en la información estructural obtenida durante la evaluación de la edificación, considerando los siguientes lineamientos:

- a) Todos los errores crasos locales que han sido identificados deberán ser adecuadamente corregidos;
- b) En caso de edificaciones altamente irregulares (en términos de rigidez y distribuciones de sobre-resistencia) su regularidad estructural debería ser mejorada tanto como sea posible.
- c) Si el requisito de damnificación baja de 5.4 con respecto a los elementos no estructurales no es lo suficientemente cumplido, medidas apropiadas de intervención deberían ser tomadas (Ej. rigidez, separación de elementos no estructurales vulnerables de elementos que sostienen la carga, etc.). Sin embargo, en caso de costos desproporcionadamente altos o implicaciones estructurales adversas, los criterios de 5.4, con respecto a las limitaciones de daño, pueden ser modificados.
- d) La modificación mínima posible de la rigidez local debería ser buscada, a menos que sea requerido de otra manera por los criterios a) y b) anteriores.

- e) Donde sea posible, el incremento de la ductilidad local debería ser buscado en áreas críticas. Se debería tener cuidado, en tanto sea posible, que la reparación y/o el reforzamiento local no reduzcan la ductilidad disponible de las áreas críticas.
- f) La durabilidad de los elementos tanto originales como nuevos, así como la posibilidad de deterioro acelerado, se deberían tomar en cuenta cuando están en contacto uno con el otro.

#### Tipo de intervención

Observando los criterios que se dan anteriormente, la intervención puede ser seleccionada entre los siguientes tipos indicativos; se pueden seleccionar uno o más tipos en combinación. En la mayoría de los casos, el efecto de modificaciones estructurales sobre la cimentación tiene que ser considerado:

- a) Restricción o cambio del uso de la edificación;
- b) Modificación total o local de elementos dañados o no dañados (reparación o refuerzo), considerando su rigidez, resistencia y/o ductilidad;
- c) Posible transformación (o incorporación) de elementos no estructurales existentes dentro de elementos estructurales (Ej. adición de conectores elásticos y de amortiguamiento entre rellenos frágiles y pórtico, cuando la resistencia de estos rellenos lo permite);
- d) Modificación del sistema estructural (eliminación de algunas juntas estructurales; eliminación de elementos vulnerables; modificación en arreglos más regulares y/o más dúctiles). Este es el caso, por ejemplo, cuando las columnas con razón de cortante baja vulnerables o pisos débiles enteros son transformados en arreglos más dúctiles; similarmente cuando irregularidades de sobre resistencia en elevación, o excentricidades dentro del plano son reducidas mediante la modificación del sistema estructural;
- e) La modificación del sistema estructural dirigida a un cambio beneficioso del período natural de la estructura, también puede ser prevista;
- f) Reducción de masa;
- g) La adición de nuevos elementos estructurales (Ej. arriostres o paredes de relleno; cerramientos de acero, madera o hormigón armado en construcciones de mampostería; etc.);
- h) Reemplazo total de elementos inadecuados o severamente dañados;

- i) Redistribución de las solicitaciones (Ej. por medio de re-nivelación de los apoyos o añadiendo pretensado externo);
- j) Adición de un sistema estructural nuevo para asumir la acción sísmica
- k) Adición de fricción local, dispositivos de amortiguamiento global o control pasivo en ubicaciones apropiadas de la edificación;
- l) Aislamiento de la base;
- m) Demolición parcial o total.

#### Consideraciones de ductilidad

Tiene que tomarse en cuenta que un incremento en la resistencia de los elementos estructurales puede ser frecuentemente acompañado por una reducción en la ductilidad, a menos que sean tomadas medidas específicas.

#### Elementos no estructurales

También se tomarán decisiones con respecto a la reparación o refuerzo de elementos no estructurales, siempre que en adición a los requisitos funcionales, el comportamiento sísmico de estos elementos pueda poner en peligro la vida de los habitantes o afectar el valor de los bienes almacenados en la edificación.

En tales casos, se debería evitar el colapso total o parcial de estos elementos por medio de:

- a) conexiones apropiadas a elementos estructurales;
- b) incremento de la resistencia de los elementos no estructurales;
- c) tomar medidas de retenimiento para evitar la posible caída de partes de estos elementos.

Se deberán tomar en cuenta las posibles consecuencias de estas previsiones en el comportamiento de los elementos estructurales.

#### Justificación del tipo de intervención seleccionado

En todos los casos, los documentos de rediseño incluirán la justificación del tipo de intervención seleccionado y la descripción de su función estructural y consecuencias esperadas.

Esta justificación debería estar disponible para la persona u organización responsable del mantenimiento de la estructura a largo plazo.

## **9.5 REDISEÑO DE REPARACIÓN Y/O REFUERZO**

### **9.5.1 Procedimiento de rediseño**

El proceso de rediseño incluirá los siguientes pasos:

- a) Diseño conceptual
  - (i) Selección de técnicas y/o materiales, así como del tipo y configuración de la intervención;
  - (ii) Estimación preliminar de las dimensiones de las partes estructurales adicionales;
  - (iii) Estimación preliminar de la rigidez modificada de los elementos reparados/reforzados.
  
- b) Análisis

Los métodos de análisis de la estructura como ha sido rediseñada serán los indicados en 9.3.5, según sea apropiado considerando las nuevas características de la edificación.
  
- c) Verificaciones

Las verificaciones de seguridad serán llevadas a cabo de acuerdo con 9.3.6. Los factores de seguridad de los materiales serán, en principio, seleccionados de acuerdo con 9.2.3 y con lo que fue especificado en las previsiones de los materiales principales.

Bajo condiciones bien definidas, procedimientos de rediseño simplificado pueden ser seguidos para edificaciones simples a ser reparadas o reforzadas contra eventos sísmicos futuros. Estos procedimientos deberían ser establecidos en documentos específicos, donde la definición de edificaciones "simples" es presentada y se considera que las regulaciones simplificadas satisfacen los requisitos de esta Norma.

### **9.5.2 Datos básicos para transferencia de fuerza**

Las características estructurales de los elementos de la edificación reparados y/o reforzados (en particular sus regiones críticas) serán estimadas conservadoramente sobre la base de los datos obtenidos originalmente para la evaluación, tomando en cuenta los mecanismos de transferencia de fuerza a lo largo de las interfaces entre componentes existentes a existentes o entre existentes a adicionales, como se describe más adelante.

En todos los casos, la interacción (y la correspondiente reducción de resistencia posible) entre estos mecanismos será tomada en cuenta.



### Compresión contra interfaces pre-agrietadas

Recargar después de la tensión de agrietamiento puede causar fuerzas de compresión antes de la recuperación total de las deformaciones por elongación previas; distorsiones inelásticas a lo largo de la grieta y restos dentro de la grieta previenen que ésta se cierre completamente.

Se permite representar este fenómeno por medio de un modelo apropiado. Sin embargo, dicho modelo representará conservadoramente las recargas cíclicas, las cuales tienden a minimizar tal resistencia compresiva prematura de las grietas “abiertas”.

Una simplificación conservadora consiste en descartar tensiones compresivas antes del cierre total de las grietas por elongación previas.

### Adhesión entre materiales no metálicos

Las relaciones de "Adherencia de cortante versus deslizamiento" entre materiales existentes y nuevos pueden ser representadas por medio de modelos apropiados, tomando en cuenta los efectos de curado y las características de posibles agentes adhesivos.

El deslizamiento puede ser descartado si las tensiones de adherencia de cortante están por debajo de estimados conservadores de la resistencia de adherencia de cortante a largo plazo.

### Fricción entre materiales no metálicos

La resistencia de fricción puede ser representada como una función del desplazamiento relativo (deslizamiento) a lo largo de una discontinuidad de la interface. Para este propósito debería ser utilizada una ley constitutiva, válida para la tensión normal principal ( $\sigma$ ) que actúa a través de la interface.

En caso de que el deslizamiento necesitado para movilizar la resistencia de fricción máxima ( $\tau_u$ ) sea relativamente bajo puede ser utilizado un coeficiente de fricción  $\mu = \tau_u / \sigma$ . Sin embargo, para valores bajos de  $\sigma$ , la fuerte dependencia de  $\mu$  de los valores de  $\sigma$  debería ser tomada en cuenta apropiadamente.

Siempre que sea esperada una inversión cíclica de los desplazamientos relativos, la correspondiente degradación de la resistencia a fricción será considerada.

### Transferencia de carga a través de capas de resina

La resistencia a tracción de diseño de una junta (es decir la interface de contacto) entre una capa de resina y un material dado puede ser tomada igual a la resistencia a tracción del más débil de los dos dividido entre  $\gamma_m$  (como mínimo igual a [1.5]), o la resistencia a tracción de la interface (dividida entre [2.0]), la que sea más baja.

La influencia del espesor de la capa de resina, así como las condiciones de preparación de la superficie serán tomadas en cuenta apropiadamente al evaluar la resistencia a tracción.

La respuesta de fuerza cortante local a lo largo de dicha junta es una función del deslizamiento local y la tensión normal actuando sobre el área considerada.

### Efecto de sujeción del acero a través de las interfaces

Si no se esperan o no pueden ser tolerados grandes desplazamientos relativos a lo largo de la interface, la resistencia de fricción será evaluada considerando la compatibilidad de desplazamientos sobre ambas superficies o la interface.

La fricción movilizada a través de una interface cortada reforzada transversalmente con barras de acero bien ancladas, puede, en caso de grandes desplazamientos relativos esperados a lo largo de la interface, ser evaluada como sigue:

$$\tau_R = \mu \cdot (\rho f_{sy} + \sigma_0) < \tau_{u,m} \quad (9.1)$$

- donde  $\mu$  = coeficiente de fricción disponible bajo tensión normal  
 $\sigma_{tot} = \rho f_{sy} + \sigma_0$   
 $\rho$  = cuantía de acero a través de la interface  
 $f_{sy}$  = resistencia de fluencia del acero  
 $\sigma_0$  = tensión normal externa a través de la interface  
 $\tau_{u,m}$  = la resistencia de cortante del propio material

Al aplicar este modelo, serán utilizados valores de diseño apropiados para  $\mu$ ,  $f_{sy}$  y  $\tau_{u,m}$ .

### Acción de conector

El valor de diseño de la fuerza de cortante máxima que puede ser transferida por una barra que cruza una interface (acción de conector o clavija) será calculado apropiadamente, tomando en cuenta la resistencia y deformabilidad de ambos el conector y el material conectado, y el espaciado entre conectores y su distancia a los bordes de la sección transversal.

Anclaje de refuerzos nuevos

El anclaje sobre la longitud de regiones críticas (es decir articulaciones plásticas potenciales) será evitado.

Las longitudes de anclaje de las barras de acero en hormigón o en mampostería tomarán en cuenta la naturaleza cíclica de las cargas sísmicas. Debido a efectos cíclicos e incertidumbres relacionadas, en áreas de alta sismicidad, no está permitido depender completamente del adhesivo para el anclaje de refuerzos nuevos. Medios mecánicos apropiados (tales como placas de extremos, conectores, etc.) son requeridos para asegurar una resistencia de fuerza de anclaje  $F_{am}$  como:

$$F_{am} > \max \left( F_a - \frac{2}{3} F_b, F_a / 2 \right) \quad (9.2)$$

donde:  $F_a$  = fuerza de anclaje total requerida

$F_b$  = fuerza de anclaje resistida por resistencia del adhesivo

El anclaje de barras de acero adicionales mediante soldadura sobre barras existentes (directamente o vía espaciadores soldados adicionales) o sobre elementos de fijación apropiadamente anclados pueden ser considerado como rígido; se establecerá la soldadura de elementos de acero existentes y añadidos. Se verificará que la unión asegurada con la barra existente es suficiente para resistir la fuerza total actuante sobre las barras existentes y añadidas.

La relación de fuerza-deslizamiento para el retiro de barras empotradas o elementos de fijación puede predecirse por medio de modelos apropiados o formulas empíricas, que tomen en cuenta el diámetro de la barra, el recubrimiento del hormigón, la resistencia local máxima de adherencia, la longitud de empotramiento y la resistencia del acero a la fluencia.

Si el anclaje total del nuevo refuerzo no es factible, su resistencia debería ser reducida apropiadamente, y las consecuencias de este defecto sobre la ductilidad local del elemento estructural deberá tomarse en cuenta.

Soldadura de elementos de acero

En el diseño de conexiones de acero-a-acero mediante soldadura, se debería considerar no solamente la resistencia de la soldadura sino también la rigidez de la conexión:

- a) La soldadura directa de barras longitudinales adicionales o bastones sobre las existentes, garantiza una transferencia total de fuerza con casi cero desplazamiento;

- b) En el caso de que se logre la transferencia de fuerza vía elementos intermedios, la rigidez de dichos elementos puede reducir la rigidez total del (los) elemento(s) reforzado(s) y debería considerarse en las distribuciones totales de transferencia de fuerza;
- c) El comportamiento a flexión de elementos o barras de acero soldados excéntricamente debería ser evaluado, considerando contactos o efectos de fijación a elementos existentes o añadidos. Las simplificaciones deberían basarse en experiencia adecuada o evidencia experimental;
- d) Se deberá evitar soldaduras en barras o elementos de acero sobrecargados.

#### Conexiones de elementos de madera-a-madera

En la evaluación de la resistencia final de estas conexiones (clavado, enclavijado, atornillado, acuanamiento) la transferencia de fuerza entre elementos de madera existentes y añadidos se estimará de manera conservadora, tomando en cuenta los desplazamientos (en las conexiones) debido a la deformabilidad local de la madera. Las condiciones de durabilidad también serán representadas. Las simplificaciones se basarán en experiencia o evidencia experimental.

### **9.5.3 Ductilidad local y global**

La intervención de reparación/refuerzo debería maximizar la capacidad de disipación de energía de la estructura, dentro de las restricciones del costo del proyecto, considerando los siguientes aspectos:

- Deberían evitarse las modificaciones abruptas de resistencia y rigidez local de los elementos de la edificación, a menos que dichas modificaciones contribuyan a una mejora de la regularidad de la estructura reforzada/reparada;
- La sobre resistencia y la deriva de piso a piso de niveles consecutivos debería mantenerse tan constante como sea posible a lo largo de la altura de la edificación. Para este fin, el refuerzo de un elemento de la edificación debería extenderse más allá del nivel estrictamente necesario para propósitos de resistencia, evitando por lo tanto la creación de un efecto de piso débil;
- Las áreas de inelasticidad esperadas no deberían estar concentradas en un solo piso; cuando sea posible, se deberían tomar medidas apropiadas para que las áreas inelásticas estén bien distribuidas a través de toda la estructura.

#### **9.5.4 Rigideces y resistencias post-intervención**

##### *General*

Las características estructurales (resistencia, deformaciones, ancho de grietas) de los elementos de la edificación reparados o reforzados, utilizadas en la verificación del Estado Límite Último serán evaluadas tomando en cuenta los mecanismos de transferencia de cargas, como se describe en 9.5.2, así como:

- a) las resistencias reales de los materiales existentes;
- b) las resistencias adicionales debido a la conexión de nuevos materiales a los existentes;
- c) la posible influencia positiva de la intervención sobre las características estructurales residuales del elemento de la edificación adicional al papel principal de la intervención.

Se utilizarán factores apropiados por incertidumbres de modelo (ver 9.2.3).

Dependiendo de la confiabilidad de los datos disponibles y de la importancia de la estructura, se pueden seguir dos enfoques para la evaluación de resistencias, a saber:

- a) estimación analítica de resistencias, basada en modelos físicos;
- b) estimación simplificada de resistencias, basada en reglas prácticas.

##### *Estimación analítica de rigidez y resistencia*

Los modelos analíticos se basarán en leyes constitutivas que describen las características de fuerza/deformación de todos los materiales conectados. Para cada mecanismo de transferencia de fuerza, el valor de la fuerza movilizada se calcula para el comportamiento de deformación global de la región crítica. La suma de todas las fuerzas movilizadas bajo deformaciones compatibles pueden aceptarse bajo las siguientes condiciones:

- a) Se consideran leyes constitutivas conservadoras, tomando en cuenta la degradación de la respuesta debido a las deformaciones cíclicas después de la fluencia. Se considerará la rama suave de estas leyes hasta tal grado que sea consecuente con la demanda de ductilidad total asumida en el análisis.
- b) Cuando se han tomado las medidas estructurales apropiadas (Ej. confinamiento adecuado en el caso de mampostería o elementos de hormigón armado) los materiales constituyentes pueden

representarse mediante sus leyes constitutivas monotónicas. Sin embargo, este no es el caso con las conexiones entre materiales donde, a causa de la degradación cíclica, se necesita tomar en cuenta valores de resistencia y de deformación considerablemente conservadores.

- c) También se considerarán posibles interacciones entre mecanismos individuales de transferencia de fuerza (Ej. pérdida de adherencia y acción de conector).

Simplificaciones basadas en evidencia de estudios o experimentos paramétricos también pueden introducirse en estos cálculos.

#### Estimación simplificada de rigidez y resistencia

Para edificaciones simples (ver sección 8) y bajo condiciones limitadas, se permite utilizar modelos de comportamiento simplificados.

Cuando se estiman las características residuales después de daños, se pueden aplicar “factores de corrección” globales  $r_K$  para rigidez y  $r_R$  para resistencias, dependiendo del nivel de daños evaluado.

Por lo tanto, la resistencia residual  $R_{res}$  de un elemento estructural dañado puede estimarse como

$$R_{res} = r_R \cdot R_0 \quad (9.3)$$

donde  $R_0$  denota su resistencia original previa al daño.

Similarmente, para rigidez residual  $K_{res}$  de un elemento dañado

$$K_{res} = r_K \cdot K_0 \quad (9.4)$$

donde  $K_0$  denota su rigidez original previa al daño.

Los factores  $r_R$  y  $r_K$  no excederán la unidad (1).

Cuando se estiman resistencias adicionales debido a material añadido (reparación o refuerzo), pueden aplicarse factores de corrección parcial que representan el diferente grado de movilización de fuerzas en cada mecanismo de transferencia contribuyente.

Cuando se estima la resistencia  $R$  y rigidez  $K$  de una región reparada/reforzada, las respectivas características estructurales  $R_{mon}$ ,  $K_{mon}$  de una región supuestamente

“monolítica” pueden calcularse primero, ignorando discontinuidades o interfaces existentes. Seguidamente, “factores de corrección de modelo” apropiados

$k_r$  para resistencias  
 $k_k$  para rigideces

pueden ser usados, para representar (de una forma empírica) los efectos de discontinuidades o interfaces ignoradas en el paso anterior. Ya que las interfaces entre materiales existentes y adicionales producen valores menores de rigidez y resistencia iniciales que para una región supuestamente “monolítica”,<sup>2</sup>

$$k_k \leq 1 \text{ y } k_r \leq 1 \quad (9.5)$$

Por lo tanto, las características finales de la región reparada/reforzada pueden estimarse como:

$$R_{res} = k_r \cdot R_{mon} \quad (9.6)$$

$$\text{y } K_{res} = k_k \cdot K_{mon} \quad (9.7)$$

Los valores de los factores  $r$  y  $k$  mencionados anteriormente a ser utilizados en la evaluación o rediseño deberán seleccionarse de manera conservadora, tomando en cuenta la literatura técnica disponible y la experiencia local.

Cuando se llevan a cabo estos estimados simplificados, se debería tomar nota del desempeño de estructuras similares en sismos previos.

---

<sup>2</sup> Normalmente  $k_k \leq k_r$