

**asia**

asociación salvadoreña de  
ingenieros y arquitectos

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

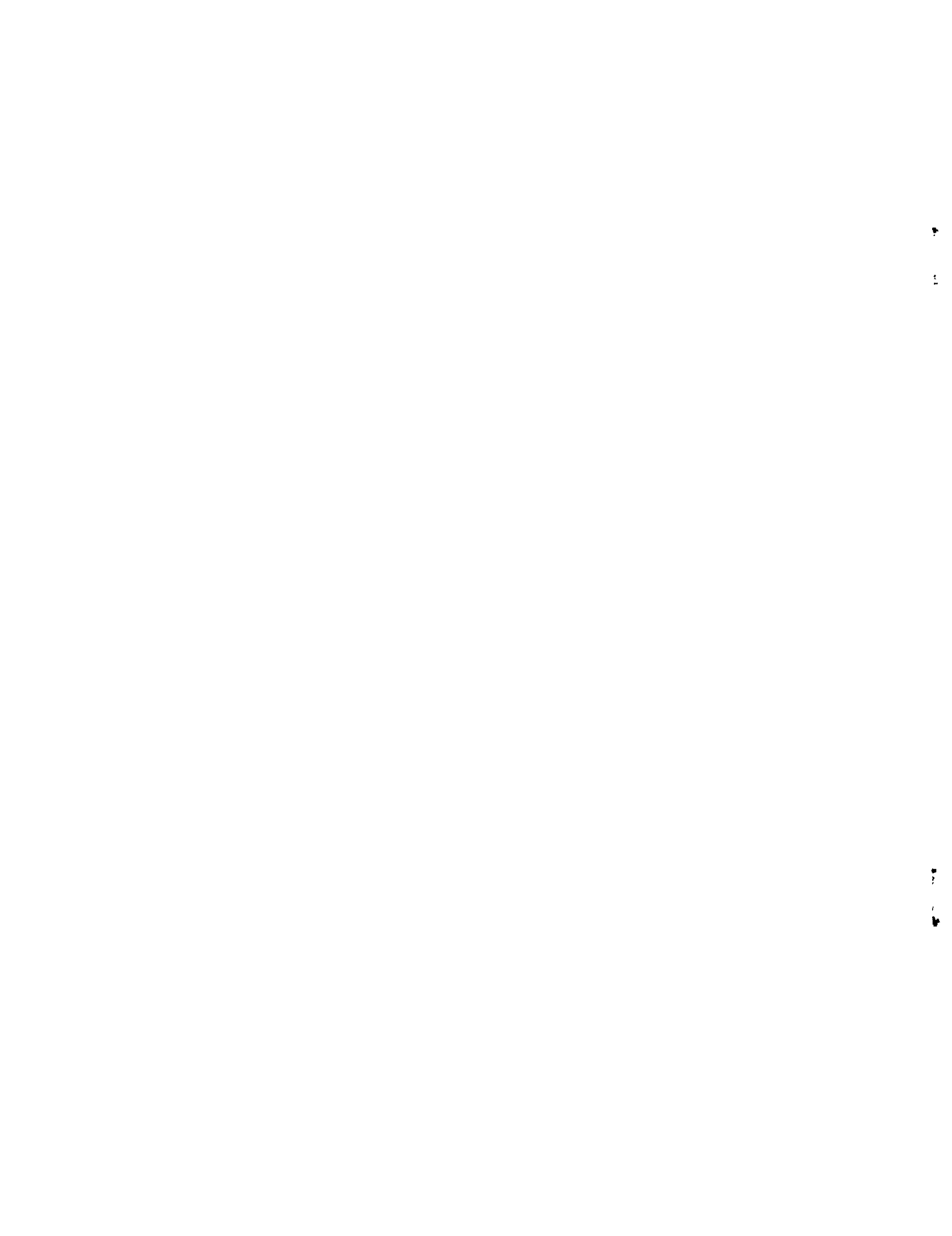
REPUBLICA DE EL SALVADOR

**NORMA TECNICA**

**PARA DISEÑO POR SISMO**

**Y SUS COMENTARIOS**

**REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES  
EL SALVADOR, 1997**



## NORMA TECNICA PARA DISEÑO PARA SISMO

### MIEMBROS DEL COMITE TECNICO

#### PRESIDENTE

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS  
Ing. Jorge A. Rodríguez Deras

#### SECRETARIO EJECUTIVO

Ing. Guillermo Calderón Ibañez

### REPRESENTANTES DE

#### MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

Ing. Mario Ernesto Jovel Galindo

#### UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia

#### UNIVERSIDAD CENTROAMERICANA "JOSE SIMEON CAÑAS"

Ing. Ricardo Castellanos

#### UNIVERSIDAD ALBERT EINSTEIN

Arg. Ivo Osegueda

#### ASOCIACION SALVADOREÑA DE INGENIEROS

##### Y ARQUITECTOS (ASIA)

Ing. Eduardo Granjeiro

Ing. Víctor Arnaldo Figueroa

#### CAMARA SALVADOREÑA DE LA INDUSTRIA DE

##### LA CONSTRUCCION (CASALCO)

Ing. Darío E. Sánchez Córdova

Ing. Ernesto Arturo Lara

#### SOCIEDAD SALVADOREÑA DE INGENIERIA SISMICA (SSIS)

Ing. Leonidas Delgado

#### COLEGIO DE ARQUITECTOS DE EL SALVADOR (CADES)

Arg. Luis René Dada

#### COORDINADOR AREA DE ESTUDIO

Ing. Oscar Fernando García Rivera

### MIEMBROS DEL GRUPO DE TRABAJO

Ing. Rafael Callejas

Ing. Roberto Linares

Ing. Rolando Aguilar Colato

### ASESORES NACIONALES

Dr. Hector David Hernández F.

Ing. José Antonio González

Ing. Enrique E. Melara M. SCE

Ing. Rolando Amaya de León

Ing. Roberto Salazar Martínez M. SCE

### ASESORES INTERNACIONALES

Dr. Emilio Rosenbueth

Dr. Roberto Melí Piralla

Dr. Gerardo Suárez Reinoso

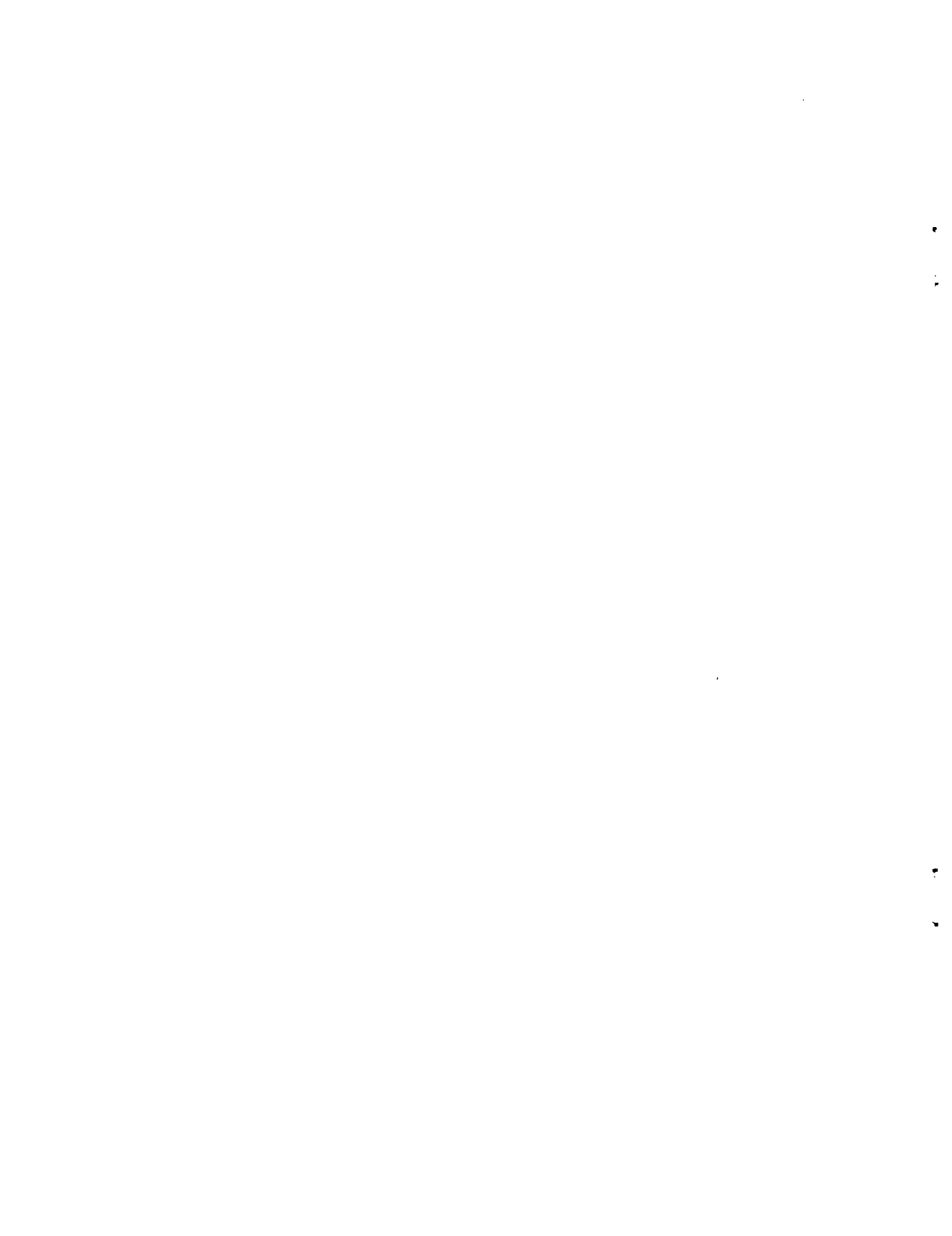
Dr. Mario Ordáz Schroeder

M.I. Manuel Mendoza

M.I. Lorenzo Daniel Sánchez

### COORDINADOR GENERAL

Ing. Luis E. López Barahona



**LEY DE URBANISMO Y CONSTRUCCION**

**REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD  
ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES**

**NORMAS TECNICAS**

**DISEÑO POR SISMO**

**DISEÑO POR VIENTO**

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
ESTRUCTURAS DE ACERO**

**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA**

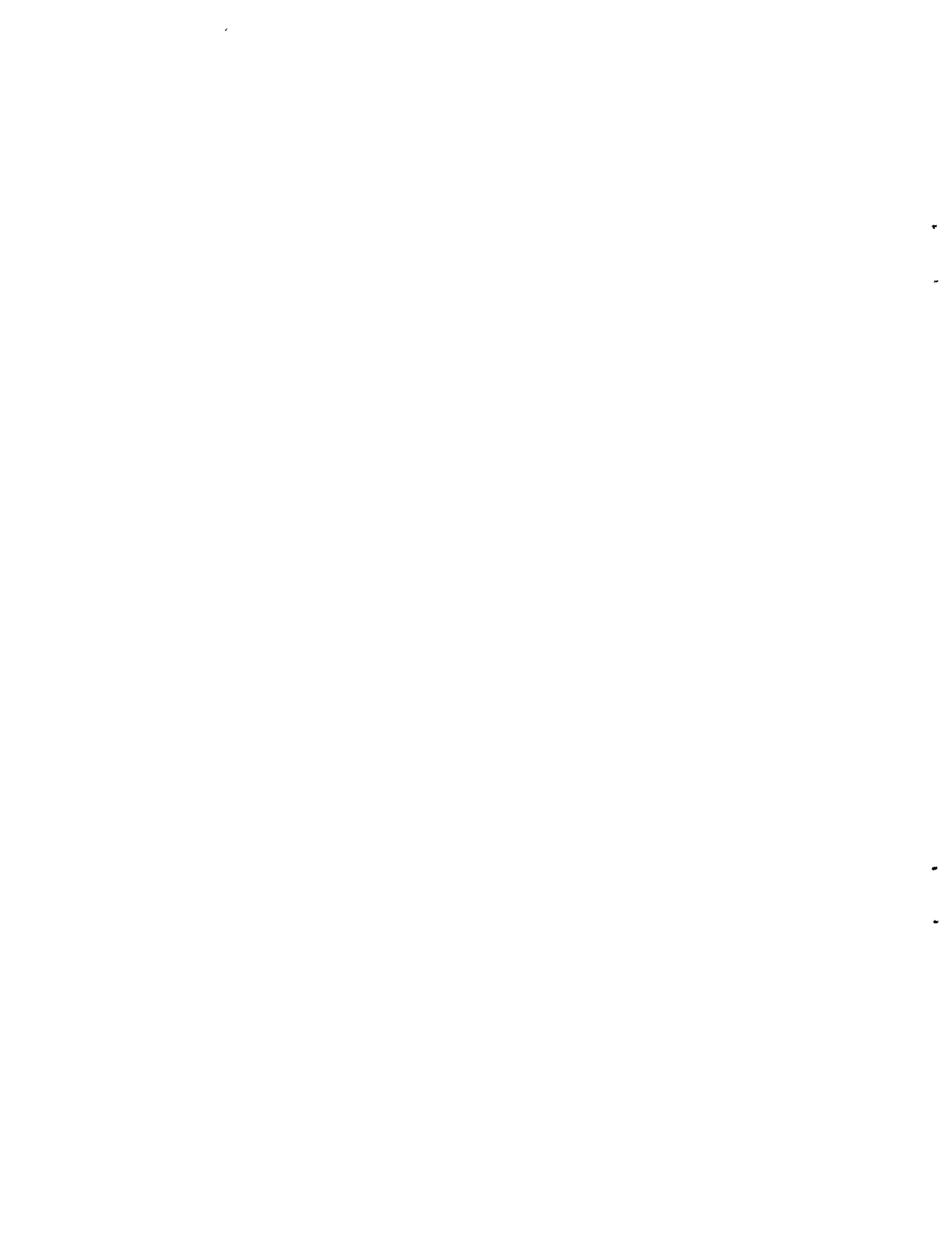
**DISEÑO Y CONSTRUCCION DE  
ESTRUCTURAS DE MADERA**

**DISEÑO DE CIMENTACIONES Y  
ESTABILIDAD DE TALUDES**

**CONTROL DE CALIDAD DE LOS  
MATERIALES ESTRUCTURALES**

**NORMA ESPECIAL PARA DISEÑO  
Y CONSTRUCCION DE VIVIENDAS**

**ORGANIGRAMA DEL REGLAMENTO**



## INDICE

	PAG.
CAPITULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1 ALCANCES.....	1
1.2 DISPOSICIONES GENRALES.....	1
CAPITULO 2: NOTACION.....	2
2.1 NOTACION.....	2
CAPITULO 3: CRITERIOS DEL DISEÑO.....	4
3.1 BASES DEL DISEÑO.....	4
3.2 ZONAS SISMICAS.....	4
3.3 GEOLOGIA LOCAL Y CARACTERISTICAS DEL SUELO.....	4
3.4 CATEGORIAS DE OCUPACION.....	4
3.5 CONFIGURACION ESTRUCTURAL.....	4
3.5.1 Estructuras regulares.	
3.5.2 Estructuras irregulares.	
3.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	4
3.7 ESTRUCTURAS DE PISO DEBIL.....	5
3.8 COMBINACION DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	5
3.8.1 Combinaciones verticales.	
3.8.2 Combinaciones en diferentes direcciones.	
3.9 SELECCION DEL METODO DE ANALISIS DE FUERZAS LATERALES.....	5
CAPITULO 4: FUERZAS LATERALES ESTATICAS DE DISEÑO Y EFECTOS RELACIONADOS.....	7
4.1 GENERALIDADES.....	7
4.2 CORTANTE BASAL DE DISEÑO Y COEFICIENTE SISMICO.....	7
4.2.2 Período de la estructura.	
4.3 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA LATERAL.....	7
4.4 DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE.....	8
4.5 VOLTEO.....	8
4.6 DETERMINACION Y LIMITES DE LA DERIVA DE ENTREPISO.....	9
4.7 EFECTOS P-DELTA.....	9
4.8 COMPONENTE VERTICAL DE LAS FUERZAS SISMICAS.....	9
CAPITULO 5: ANALISIS DINAMICO.....	10
5.1 ALCANCES.....	10
5.2 MOVIMIENTO DEL TERRENO.....	10
5.3 MODELO MATEMATICO.....	10
5.4 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS.....	11

5.4.1	Análisis por el espectro de respuesta.	
5.4.2	Análisis paso a paso.	
CAPITULO 6:	REQUISITOS DE DISEÑO PARA ENSAMBLAJE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	12
6.1	GENERALIDADES.....	12
6.1.4	Efectos ortogonales.	
6.2	SISTEMAS DE ENSAMBLAJE ESTRUCTURAL.....	12
6.2.1	Generalidades.	
6.2.2	Amarres y continuidad.	
6.2.3	Elementos colectores.	
6.2.4	Diafrágmata.	
6.2.5	Ensamblaje bajo la base.	
CAPITULO 7:	FUERZAS LATERALES EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	14
7.1	GENERALIDADES.....	14
7.2	FUERZA SISMICA TOTAL DE DISEÑO.....	14
7.2.6	Compatibilidad de deformaciones.	
CAPITULO 8:	OTRAS ESTRUCTURAS.....	16
8.1	GENERALIDADES.....	16

**TABLAS**

TABLA	1: FACTOR "A" DE ZONIFICACION SISMICA.....	17
FIGURA	1: MAPA DE ZONIFICACION SISMICA DE ELSALVADOR....	17
TABLA	2: COEFICIENTES DE SITIO "C " Y "T ".....	18
TABLA	3: CATEGORIAS DE OCUPACION.....	19
TABLA	4: FACTORES DE IMPORTANCIA.....	19
TABLA	5: IRREGULARIDADES VERTICALES.....	20
TABLA	6: IRREGULARIDADES EN PLANTA.....	20
TABLA	7: SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	21
TABLA	8: VALORES ADMISIBLES DE LA DERIVA DE ENTREPISO..	22
TABLA	9: FACTORES DE FUERZA HORIZONTAL C PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES.....	23
TABLA	10: FACTORES R Y C .....	24



**CAPITULO 1****GENERALIDADES****1.1 ALCANCES**

Esta Norma Técnica establece los requisitos mínimos para el diseño sísmico de las estructuras y forma parte del "Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones".

**1.2 DISPOSICIONES GENERALES**

**1.2.1** Toda estructura y cada parte de la misma deberá ser diseñada y construida para resistir los movimientos sísmicos del terreno de acuerdo a lo establecido en esta Norma Técnica.

**1.2.2** Cuando se produzcan mayores efectos por viento que por sismo, el diseño por viento debe prevalecer pero deben cumplirse los requisitos de detallado y las limitaciones prescritas en esta Norma Técnica.

**1.2.3** La memoria de cálculo y los planos estructurales deben contener los criterios adoptados para el diseño sísmico e incluirán la siguiente información:

1) Identificación y ubicación de la construcción.

2) Zona sísmica en que se ubica. (Fig. 1).

3) Parámetros del sitio. (Tabla 2).

4) Categoría de ocupación. (Tabla 3).

5) Descripción e identificación del sistema resistente a fuerzas laterales.

6) Coeficiente(s) sísmico(s) usado(s) para el diseño.

**1.2.4** Cuando se utilicen programas de computación, la memoria de cálculo debe incluir además la siguiente información:

1) Esquema del modelo matemático completo usado para representar la estructura en el análisis.

2) Descripción del programa que contenga la información necesaria que permita determinar la naturaleza y extensión del análisis.

3) Datos de entrada y resultados, claramente diferenciados entre sí.

## CAPITULO 2

## NOTACION

## 2.1 NOTACION

- $A$  = Factor de zonificación sísmica dado en la Tabla 1.
- $A_c$  = El área efectiva combinada, en metros cuadrados, de las paredes de cortante del primer piso de la estructura, tal como se determina en la expresión (4.4).
- $A_e$  = El área de la sección transversal horizontal efectiva, en metros cuadrados, de cada pared de cortante del primer piso de la estructura, utilizada en la expresión (4.4).
- $A_x$  = El factor de amplificación torsional en el nivel  $x$ , como se determina con la expresión (4.9).
- $B_x$  = Factor de amplificación de la fuerza cortante de diseño en el entrepiso  $x$ , como se determina en la ecuación (4.10).
- $C_o$  = Coeficiente de sitio dado en Tabla 2.
- $C_d$  = Factor de amplificación de desplazamientos dados en la tabla 7.
- $C_e$  = Coeficiente sísmico dado en la expresión (4.1).
- $C_{sm}$  = Coeficiente sísmico modal.
- $C_p$  = Coeficiente numérico especificado en el Capítulo 6 y dado en la Tabla 9.
- $C_t$  = Coeficiente numérico dado en la expresión (4.3).
- $D_e$  = La longitud, en metros, de cada elemento de una pared de cortante del primer piso en dirección paralela a las fuerzas aplicadas, utilizada en la expresión (4.4).
- $\delta_i$  = Desplazamiento horizontal en el Nivel  $i$  relativo a la base debido a las fuerzas laterales aplicadas,  $f_1$ .
- $\delta_x$  = Desplazamiento horizontal total del centro de masa del nivel  $x$ , calculado por la ecuación (4.11).
- $\delta_{max}$  = Máximo desplazamiento horizontal de nivel  $x$ , incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura.
- $\delta_{prom}$  = El promedio de los desplazamientos horizontales del nivel  $x$ , incluyendo la torsión accidental de los extremos de la estructura.
- $\delta_{xe}$  = Desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel  $x$ , determinado por un análisis elástico.
- $\theta$  = Coeficiente de estabilidad.
- $f_1$  = Fuerza lateral en el Nivel  $i$  a usarse en la Fórmula (4-5).
- $F_i, F_n, F_x$  = Fuerzas laterales aplicadas en el Nivel  $i, n$  ó  $x$ , respectivamente, utilizadas en las expresiones (4.6), (4.8) y (7.1).
- $F_p$  = Fuerzas laterales en una parte de la estructura, como se determina de la expresión (6.1).
- $F_t$  = Aquella porción del cortante basal,  $V$ , considerada concentrada en la cima de la estructura en adición a  $F_n$ , a usarse en las expresiones (4.6), (4.8) y (7.1).
- $g$  = Aceleración debida a la gravedad, a usarse en la Fórmula (4-5).
- $h_{sx}$  = La altura del entrepiso que está debajo del piso  $x$ .
- $h_1, h_n, h_x$  = Altura, en metros, desde la base hasta el Nivel  $i, n$  ó  $x$ , respectivamente, a usarse en la expresión (4.8).
- $I$  = Factor de importancia dado en la Tabla 4.
- Nivel  $i$**  = Nivel de la estructura determinado por el subíndice  $i$ ,  $i=1$  determina el primer nivel arriba

- de la base.
- Nivel n** = Aquel nivel que está en lo más alto de la porción principal de la estructura.
- Nivel x** = Aquel nivel que está bajo consideración de diseño,  $x=1$  designa el primer nivel arriba de la base.
- $P_x = \sum_{i=1}^n W_i$  la carga gravitacional total actuando sobre el entrepiso  $x$ .
- $Q_a$  = Acciones Accidentales.  
 $Q_p$  = Acciones Permanentes.  
 $Q_v$  = Acciones Variables.
- R** = Factor de modificación de respuesta indicado en la Tabla 7.
- C<sub>o</sub> y T<sub>o</sub>** = Coeficientes de sitio debido a las características del suelo, dados en la Tabla 2.
- T** = Período fundamental de vibración, en segundos, de la estructura en la dirección bajo consideración, que se determina de acuerdo a 4.2.2.
- T<sub>m</sub>** = Período modal de vibración.
- V** = Cortante basal, que se determina de acuerdo a (4.1).
- V<sub>x</sub>** = Cortante del entrepiso  $x$ .
- W** = Carga sísmica total definida en 4.1.3.
- w<sub>i</sub>, w<sub>x</sub>** = La porción de  $W$  que está localizada en o asignada al Nivel  $i$  ó  $x$ , respectivamente, utilizada en las expresiones (4.5) y (4.8).
- W<sub>p</sub>** = El peso de un elemento o componente, a usarse en la expresión (6.1).
- Δ** = Deriva de entrepiso, definida en la sección 4.6.1 y que ocurre simultáneamente con  $V_x$  en la ecuación (4.12).
- Δ<sub>max</sub>** = Deriva máxima del entrepiso  $x$ , incluyendo la torsión accidental, en un extremo de la estructura, en la dirección del análisis.
- Δ<sub>prom</sub>** = Deriva promedio del entrepiso  $x$ , de los dos extremos de la estructura, en la dirección del análisis.

## CAPITULO 3

## CRITERIOS DE DISEÑO

**3.1 BASES DE DISEÑO.**

El diseño sísmico de las estructuras debe efectuarse considerando la zonificación sísmica, las características del sitio, la categoría de ocupación, la configuración, el sistema estructural y la altura, de acuerdo con este Capítulo. Las fuerzas sísmicas mínimas de diseño deben ser las determinadas de acuerdo con los Capítulos 4 y 5 de esta Norma Técnica.

**3.2 ZONAS SISMICAS.**

De acuerdo a la ubicación de la estructura según la figura 1, deberá utilizarse el factor de zona A dado por la Tabla 1.

**3.3 GEOLOGIA LOCAL Y CARACTERISTICAS DEL SUELO.**

Para cada perfil de suelo, los coeficientes de sitio  $C_o$  y  $T_o$ , deberán establecerse de acuerdo a la Tabla 2.

**3.4 CATEGORIAS DE OCUPACION.**

Cada construcción debe clasificarse en una de las categorías de ocupación de la Tabla 3. La Tabla 4 establece los factores de importancia  $I$  correspondientes.

**3.5 CONFIGURACION ESTRUCTURAL.**

Cada estructura se considerará como regular o irregular, de acuerdo con lo siguiente:

**3.5.1 Estructuras Regulares.** Son aquellas que no tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración vertical, en planta o en sus sistemas resistentes a fuerzas laterales.

**3.5.2 Estructuras Irregulares.** Son aquellas que tienen discontinuidades físicas significativas en su configuración o en sus

sistemas resistentes a fuerzas laterales. Los aspectos de irregularidad incluyen, pero no están limitados a aquellos descritos en las Tablas 5 y 6.

Las estructuras que tengan alguno de los aspectos descritos en las Tablas 5 ó 6 deberán diseñarse considerándolas como irregulares, excepto cuando la relación de deriva de un entrepiso sea menor que 1.3 veces la relación de deriva del entrepiso superior, en cuyo caso la estructura puede considerarse que no tiene irregularidades verticales del tipo A o B de la Tabla 5. Las derivas de entrepiso pueden calcularse ignorando los efectos torsionales y las relaciones de deriva de entrepiso de los dos últimos entrepisos no necesitan ser consideradas para este propósito.

**3.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES.**

**3.6.1** Los sistemas estructurales se definen en esta sección. Sus correspondientes factores de modificación de respuesta,  $R$ , y de amplificación de desplazamiento,  $C_d$ , así como sus límites de altura,  $H$ , se establecen en la Tabla 7.

**1) Sistema A.** Estructura formada por marcos no arriostrados, los cuales resisten primordialmente por acción flexionante de sus miembros, la totalidad de las cargas gravitacionales y laterales, con la excepción de lo indicado en 3.6.2(1).

**2) Sistema B.** Estructura formada por marcos no arriostrados que soportan esencialmente las cargas gravitacionales y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados que resisten la totalidad de las cargas laterales. Véase 3.6.2(1).

**3) Sistema C.** Estructura formada por marcos no arriostrados y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados. Todos los componentes de la estructura resisten la totalidad de las cargas verticales y horizontales, con la excepción de lo indicado en 3.6.2(1). Los componentes se diseñarán para resistir las fuerzas laterales, en

proporción a sus rigideces relativas y de acuerdo a un análisis de interacción. En todo caso, los marcos no arriostrados deben diseñarse para resistir al menos el 25% de las fuerzas laterales calculadas para la estructura.

4) **Sistema D.** Estructura en la cual la resistencia a cargas gravitacionales es proporcionada esencialmente por paredes o marcos arriostrados que resisten también la totalidad de las cargas laterales. Véase 3.6.2(1).

5) **Sistema E.** Estructura cuyos elementos resistentes a cargas laterales en la dirección de análisis, sean aislados o deban considerarse como tal. Véase 3.6.2(2)

6) **Otros sistemas.** En estos casos debe demostrarse mediante datos técnicos y ensayos que establezcan las características dinámicas, que su resistencia a fuerzas laterales y capacidad de absorción de energía son equivalentes a las de alguno de los sistemas aquí definidos.

3.6.2 Los siguientes requisitos adicionales son aplicables a los sistemas estructurales:

1) Todos los elementos de marco no requeridos por el diseño para formar parte del sistema resistente a fuerzas laterales, deben ser capaces de resistir las cargas gravitacionales cuando se desplazan  $C_d$  veces el desplazamiento elástico,  $\delta_x$ , calculado para la estructura. En estos elementos, debe tomarse en cuenta el efecto **P-Delta**. Cuando el diseño de estos elementos esté basado en el procedimiento de esfuerzos permisibles, su resistencia puede determinarse en base a un esfuerzo 1.7 veces mayor que el permisible.

2) En las estructuras de péndulo invertido (Ver sistema E en tabla 7), el efecto de la inercia rotacional puede considerarse satisfecho si el momento flexionante en el elemento de soporte de la masa se hace variar desde 0.5M en el extremo superior hasta 1.5M en el extremo inferior, siendo M el producto de la fuerza cortante en la masa por la altura del elemento de soporte.

3) Los marcos resistentes a momentos pueden contener o estar adjuntos a elementos más rígidos que tienden a restringir al marco, cuando se demuestre que la acción o falla de los elementos más rígidos no perjudica la capacidad del marco para resistir las cargas verticales y laterales.

### 3.7 ESTRUCTURAS DE PISO DEBIL.

No deben permitirse las estructuras con una discontinuidad en su capacidad resistente (irregularidad vertical Tipo E definida en la Tabla 5), en las que el entrepiso débil tenga una resistencia calculada menor que el 70 por ciento de la del entrepiso superior, a menos que la estructura no tenga más de dos pisos ni más de 10 metros de altura y que además el entrepiso débil sea capaz de resistir una fuerza sísmica lateral total de  $3R/8$  veces la fuerza de diseño prescrita en el Capítulo 4.

### 3.8 COMBINACIONES DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Cuando se incorporen en una misma estructura combinaciones de sistemas estructurales, deben satisfacerse los siguientes requisitos:

3.8.1 **Combinaciones Verticales.** El valor de **R** usado en el diseño de cualquier entrepiso deberá ser menor o igual al valor de **R** usado para el entrepiso superior. Este requisito no es necesario en el entrepiso donde la carga sísmica arriba de él sea menor que el 10 por ciento de la carga sísmica total de la estructura.

#### 3.8.2 Combinaciones en diferentes direcciones.

1) Cuando una estructura tenga un sistema de paredes de carga solamente en una dirección, el valor de **R** a usarse en la dirección ortogonal no debe ser mayor que el usado para el sistema de paredes de carga.

2) Cualquier combinación de Sistemas **A**, **B** ó **C**, puede ser usada para resistir las fuerzas sísmicas de diseño en estructuras menores de 50 metros de altura. Cuando las estructuras excedan los 50 metros de altura, solamente pueden usarse combinaciones de los sistemas **A** y **C** con detallado especial.

### 3.9 SELECCION DEL METODO DE ANALISIS DE FUERZAS LATERALES.

Toda estructura puede ser diseñada usando los procedimientos del Capítulo 5.

El procedimiento para las fuerzas laterales

estáticas del Capítulo 4 puede ser utilizado en los siguientes casos:

1. Estructuras regulares menores de 70 m de altura, excepto aquellas que se encuentren ubicadas sobre un terreno tipo **S4** y tengan un período fundamental mayor de 0.7 segundos.
2. Estructuras irregulares no mayores de 5 pisos ni de 20 metros de altura. Las estructuras con irregularidades del tipo A, B o C definidas en la Tabla 5, o cualquier otra irregularidad no descrita en las Tablas 5 ó 6, deberán, además, cumplir con 3.8.1 para que el procedimiento sea aplicable.

CAPITULO 4

FUERZAS LATERALES ESTATICAS DE DISEÑO Y EFECTOS RELACIONADOS.

4.1 GENERALIDADES.

4.1.1 Las fuerzas sísmicas actúan en cualquier dirección horizontal.

4.1.2 Puede suponerse que las fuerzas sísmicas de diseño no actúan simultáneamente en la dirección de cada eje principal de la estructura, excepto por lo especificado en 4.1.4.

4.1.3 La carga sísmica  $W$ , es la carga muerta más la carga viva instantánea, definidas en el Título II del Reglamento.

4.2 CORTANTE BASAL DE DISEÑO Y COEFICIENTE SISMICO.

4.2.1 El cortante basal de diseño en una dirección deberá determinarse a partir de la siguiente expresión:

$$V = CW \quad (4.1)$$

El valor del coeficiente sísmico  $C_s$  debe determinarse por la ecuación (4.2), en donde  $T$  no debe tomarse menor que  $T_o$  ni mayor que  $6T_o$ .

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad (4.2)$$

4.2.2 Período de la Estructura.

El valor de  $T$  se determinará por uno de los métodos siguientes:

1) **Método A.** Para todos los edificios, el valor  $T$  puede determinarse aproximadamente por la siguiente fórmula:

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (4.3)$$

Donde  $C_t$  es igual a 0.085 para sistemas **A** con marcos de acero; 0.073 para sistemas **A** con marcos de concreto reforzado y 0.049 para el resto de los sistemas.

Alternativamente, para sistemas con paredes de cortante de concreto o mampostería, el valor de  $C_t$  puede ser tomado como  $0.074 / \sqrt{A_c}$ . El valor de  $A_c$  se determinará por la siguiente expresión:

$$A_c = \sum A_e \left[ 0.2 + (D_e / h_n)^2 \right] \quad (4.4)$$

El valor de  $D_e/h_n$  no debe exceder de 0.9.

2) **Método B.** El período fundamental del edificio puede ser calculado utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes mediante un análisis apropiado. Este requisito puede satisfacerse mediante el uso de la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \delta_i}} \quad (4.5)$$

Los valores de  $F_i$  representan cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales de acuerdo con las expresiones (4.6), (4.7) y (4.8) o cualquier otra distribución racional.

El valor de  $C_a$  así determinado no debe tomarse menor que el 80% del valor obtenido

utilizando el valor de  $T$  dado por la expresión (4.3).

4.3 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA LATERAL.

En ausencia de un procedimiento más riguroso, la fuerza total debe distribuirse en la altura de la estructura de acuerdo con las

expresiones (4.6), (4.7) y (4.8)

$$V F_t = \sum_{i=1}^n F_i \tag{4.6}$$

La fuerza concentrada,  $F_t$ , en el último piso, la cual es adicional a  $F_n$ , debe determinarse mediante la siguiente expresión:

$$F_t = 0.07TV \tag{4.7}$$

El valor de  $T$  que se use para calcular  $F_t$  puede ser el período que corresponde al cortante basal de diseño calculado usando la expresión (4.1). El valor de  $F_t$  no necesita exceder de  $0.25V$  y puede considerarse cero cuando  $T$  sea menor o igual a 0.7 segundos. La porción restante del cortante basal debe distribuirse en la altura de la estructura, incluyendo el piso, de acuerdo a la expresión siguiente:

$$F_x = \frac{(V F_t) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \tag{4.8}$$

En cada piso designado como  $x$ , la fuerza  $F_x$  debe aplicarse sobre el área del edificio en concordancia con la distribución de la masa en ese piso. Los esfuerzos en cada elemento estructural deben calcularse como el efecto de las fuerzas  $F_x$  y  $F_t$  aplicadas en los pisos apropiados arriba de la base.

**4.4 DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE.**

**4.4.1** El cortante de diseño,  $V_x$ , en cualquier entrepiso, es la suma de las fuerzas  $F_x$  y  $F_t$  arriba de ese entrepiso.  $V_x$  deberá distribuirse en los diversos elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del diafragma. Para los elementos que no forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales, véase 3.6.2(1) y 7.2.6.

**4.4.2** Deben hacerse las consideraciones necesarias para el incremento de los cortantes, debido a la torsión, cuando los diafragmas no sean flexibles. Los diafragmas deben considerarse flexibles cuando la máxima deformación lateral del diafragma sea mayor que dos veces la deriva promedio de entrepiso.

**4.4.3** El momento torsionante de diseño en un entrepiso dado, será el que resulte de las excentricidades entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a ese entrepiso y los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental.

**4.4.4** El momento torsionante accidental se determinará asumiendo que en cada piso la masa está desplazada a ambos lados del centro de masas calculado, una distancia igual al 5 por ciento de la dimensión del edificio en ese piso en dirección perpendicular a las fuerzas en consideración.

**4.4.5** Cuando existe irregularidad torsional en la forma descrita en la Tabla 6, sus efectos deberán tomarse en cuenta incrementando:

- a) La torsión accidental en cada nivel mediante el factor de amplificación  $A_x$ , determinado con la siguiente expresión:

$$A_x = \left( \frac{\delta_{m\acute{a}x}}{1.2\delta_{prom}} \right)^2 \leq 3.0 \tag{4.9}$$

- b) La fuerza cortante de diseño en la dirección del análisis mediante el factor de amplificación  $B_x$  determinado por la siguiente expresión:

$$B_x = 3.0 \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_{prom}} - 2.6 \leq 1.4 \tag{4.10}$$

**4.4.6** Para el diseño de cada elemento se deberá considerar la condición más severa de carga.

**4.5 VOLTEO**

**4.5.1** Toda estructura debe diseñarse para resistir los efectos de volteo ocasionados por las fuerzas sísmicas especificadas en 4.3. En cada entrepiso, los momentos de volteo que deben resistirse serán determinados usando las fuerzas sísmicas,  $F_t$  y  $F_x$ , que actúan en los pisos superiores al piso en consideración. En cualquier entrepiso, los incrementos de momento de volteo deberán distribuirse entre los diversos elementos resistentes de manera similar a la indicada en 4.4. Los efectos del volteo sobre cada elemento deben transmitirse hasta las funda-



ciones

4.5.2 Cuando un elemento resistente a fuerza lateral sea discontinuo, con irregularidad vertical Tipo D (Tabla 5) o con irregularidad en planta Tipo D (Tabla 6), las columnas que soporten tales elementos deben tener la resistencia adecuada para absorber la fuerza axial resultante de las siguientes combinaciones de carga, en adición a las otras combinaciones de carga aplicables:

$$1.2 Q_p + 1.8 Q_v + (3 R/8) Q_a$$

$$0.90 Q_p + (3 R/8) Q_a$$

#### 4.6 DETERMINACION Y LIMITES DE LA DERIVA DE ENTREPISO

4.6.1 La deriva de entrepiso,  $\Delta$ , debe ser calculada como la diferencia de los desplazamientos totales  $\delta_x$  de los pisos superior e inferior del entrepiso considerado. El desplazamiento total  $\delta_x$  del centro de masa del nivel  $x$  deberá ser evaluado de acuerdo a la expresión:

$$\delta_x = \dots \quad (4.11)$$

Cuando sea aplicable, la deriva de entrepiso,  $\Delta$ , debe ser incrementada por el factor relativo a los efectos P-Delta en la forma como se determina en 4.7.

4.6.2 La deriva de entrepiso calculada en la forma indicada en 4.6.1 no debe exceder los valores admisibles,  $\Delta_d$ , dados en la Tabla 8. Para este propósito únicamente, es permisible calcular las fuerzas sísmicas utilizando el período fundamental del edificio calculado según el Método B, haciendo caso omiso de la limitación del 80% indicado en 4.2.2 (2).

4.6.3. Todas las partes del edificio deben diseñarse y construirse para actuar como una unidad integral a resistir las fuerzas sísmicas de diseño, a menos que sean estructuralmente separadas por una distancia suficiente para evitar el contacto dañino al presentarse los desplazamientos totales  $\delta_d$ , determinados según 4.6.1.

#### 4.7 EFECTOS P-DELTA

El efecto P-Delta sobre cortantes, momentos y derivas del entrepiso  $x$  no necesita ser considerado cuando el coeficiente de estabilidad,  $\theta$ , calculado con la siguiente

expresión sea menor o igual a 0.10.

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx} C_d} \quad (4.12)$$

El coeficiente de estabilidad,  $\theta$ , no debe exceder,  $\theta_{max}$ , determinado como sigue:

$$\theta_{max} = \frac{0.7}{\beta C_d} \leq 0.25$$

donde  $\beta$  es la relación entre la fuerza cortante demandada y la fuerza cortante proporcionada del entrepiso comprendido entre el piso  $x$  y el  $x-1$  y puede tomarse conservadoramente como 1.0.

Cuando el coeficiente de estabilidad  $\theta$  es mayor que 0.10, pero menor o igual a  $\theta_{max}$ , el incremento en la deriva de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos, puede estimarse adecuadamente, multiplicando estos valores por el factor  $1/(1-\theta)$ .

Cuando  $\theta$  es mayor que  $\theta_{max}$ , la estructura es potencialmente inestable y deberá ser rediseñada.

#### 4.8 COMPONENTE VERTICAL DE LAS FUERZAS SISMICAS

4.8.1 Los miembros horizontales en voladizo deben diseñarse para una fuerza neta hacia arriba de 0.5 A veces la carga muerta, además de las otras combinaciones de cargas aplicables.

4.8.2 Los miembros horizontales presforzados deben diseñarse, en adición a todas las demás combinaciones de cargas aplicables, usando no más del 50 por ciento de la carga muerta para las fuerzas gravitacionales, sólo o en combinación con los efectos de las fuerzas laterales.

## CAPITULO 5

## ANALISIS DINAMICO

## 5.1 ALCANCES

Los procedimientos de análisis dinámico deben estar de acuerdo con los criterios establecidos en este Capítulo. El análisis se basará en los movimientos del terreno definidos por los procedimientos establecidos en 5.2. Las estructuras que se diseñen de acuerdo con este Capítulo, deben cumplir con los demás requisitos aplicables de esta Norma Técnica.

## 5.2 MOVIMIENTO DEL TERRENO

El movimiento del terreno puede representarse por medio del siguiente espectro de diseño:

$$\text{Si } T_m < \frac{T_o}{3}$$

$$C_{sm} = \frac{IA}{R} \left[ 1 + \frac{3(C_o - 1)T_m}{T_o} \right]$$

$$\text{Si } \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o$$

$$C_{sm} = \frac{IAC_o}{R}$$

$$\text{Si } T_o < T_m \leq 4.0 \text{ seg.}$$

$$C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \left( \frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3}$$

$$\text{Si } T_m > 4.0 \text{ seg.}$$

$$C_{sm} = \frac{2.5IAC_o T_o^{2/3}}{R T_m^{4/3}}$$

Podrá utilizarse cualquiera otra representación del movimiento del terreno siempre que tenga cuando menos una probabilidad de excedencia de un 10% en un período de retorno de 50 años, pudiendo ser en cualquiera de las formas siguientes:

- Un espectro de diseño específico del sitio, el cual debe estar basado en las características geológicas, tectónicas, sismológicas y del sub-suelo del sitio. Dicho espectro debe elaborarse considerando un 5% del amortiguamiento crítico, a menos que se demuestre que un valor diferente es consistente con el comportamiento estructural esperado y la intensidad del sismo establecido para el sitio.
- Acelerogramas específicos del sitio, los cuales deben ser representativos de los movimientos sísmicos esperados y elaborados en base a las características geológicas, tectónicas, sismológicas y del sub-suelo del sitio.

La componente vertical del movimiento del terreno puede determinarse multiplicando las aceleraciones horizontales del espectro de diseño por un factor de 2/3. Pueden usarse factores diferentes siempre que sean sustentados por datos locales específicos.

## 5.3 MODELO MATEMATICO

El modelo matemático de la estructura debe representar la distribución espacial de las masas y rigideces de la estructura, de tal manera que sea adecuado para el cálculo de los aspectos significativos de su respuesta dinámica. Para el análisis dinámico de estructuras con configuraciones en planta altamente irregulares, tales como las definidas en la Tabla 6 y que tengan diafragmas rígidos o semirígidos, debe usarse un modelo tridimensional.

## 5.4 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS

**5.4.1 Análisis por Espectro de Respuesta.** Es un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos que tengan una contribución significativa en la respuesta estructural total. Las respuestas modales pico, son calculadas usando las ordenadas de la curva del espectro de respuesta apropiado que correspondan a los periodos modales. Las contribuciones modales máximas son combinadas estadísticamente para obtener una respuesta estructural total aproximada.

1) **Número de Modos.** Los requisitos relativos a que todos los modos significativos sean incluidos pueden ser satisfechos demostrando que, para los modos considerados, al menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura está incluida en los cálculos de respuesta para cada una de las direcciones horizontales principales.

2) **Combinación de Modos.** Los valores pico de las fuerzas en los miembros, los desplazamientos, las fuerzas de piso, los cortantes de entrepiso y las reacciones en la base para cada modo, se combinan usando procedimientos establecidos para estimar los valores máximos resultantes de estos parámetros de respuesta. Cuando se usen modelos tridimensionales para el análisis, deberán considerarse los efectos de interacción modal.

**Evaluación de resultados.** Cuando el cortante basal en una dirección dada, determinado según 1 y 2 sea menor que el cortante basal determinado por el capítulo 4, el primero deberá modificarse como sigue:

- a) Para estructuras irregulares, se usará el 100% del cortante basal estático.
- b) Para estructuras regulares, se usará el 90% del cortante basal estático, pero no menos del 80% del cortante basal determinado según 4.2 utilizando el valor de  $T$  dado por la ecuación (4.3).

Todos los parámetros de respuesta correspondientes, incluyendo fuerzas, momentos y desplazamientos, deberán ajustarse en la misma proporción que el cortante basal, excepto que para el ajuste de los desplazamientos puede eliminarse la limitación del 80 % del Método A.

En ningún caso es necesario utilizar un cortante basal mayor que el obtenido de acuerdo a las disposiciones del Capítulo 4.

4) **Efectos Direccionales.** Los efectos direccionales para los movimientos horizontales del terreno deben cumplir con lo requerido en 4.1.1 y 4.1.2. Los efectos de los movimientos verticales del terreno en voladizos horizontales y elementos presforzados deben considerarse de acuerdo con 4.8. La respuesta sísmica vertical puede determinarse haciendo uso de métodos de respuesta dinámica, pero en ningún caso la respuesta que se use para el diseño debe ser menor que la obtenida por el método estático.

5) **Torsión.** El análisis debe tomar en cuenta los efectos de torsión, incluyendo los de torsión accidental prescritos en 4.4.

**5.4.2 Análisis Paso a Paso.** Es un análisis dinámico elástico o inelástico, en el cual un modelo matemático de la estructura es sometido a una historia de movimiento específico del terreno (acelerograma). La respuesta dinámica de la estructura en función del tiempo, se obtiene a través de integración numérica de sus ecuaciones de movimiento. El cortante basal obtenido por este procedimiento debe cumplir con las limitaciones establecidas en 5.4.1(3), literales (a) y (b)

## CAPITULO 6

REQUISITOS DE DISEÑO PARA  
ENSAMBLAJE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

## 6.1 GENERALIDADES.

6.1.1 Todos los sistemas del ensamblaje estructural deben cumplir con los requisitos del Capítulo 3. Los componentes también deben cumplir con los requisitos especificados para los materiales, contenidos en las respectivas Normas de Diseño y Construcción.

6.1.2 Todos los componentes del edificio deben diseñarse para resistir los efectos de las fuerzas sísmicas y de las cargas gravitacionales.

6.1.3 Debe considerarse en el diseño el efecto del levantamiento ocasionado por la fuerza vertical. Cuando se use el procedimiento de esfuerzos de trabajo para el diseño, las cargas muertas consideradas para reducir el levantamiento, deberán multiplicarse por 0.90.

## 6.1.4 Efectos Ortogonales.

1) Deben considerarse los efectos de los movimientos sísmicos que actúen en direcciones que no son paralelas a la dirección resistente bajo consideración, cuando:

a) La estructura tiene irregularidad en planta Tipo E, de acuerdo a la Tabla 6.

b) La estructura tiene irregularidad en planta Tipo A, de acuerdo a la Tabla 6, en ambos ejes principales.

c) Una columna forma parte de dos o más sistemas resistentes a fuerzas laterales que se intersectan.

2) Los efectos ortogonales considerados pueden satisfacerse diseñando tales elementos para el 100 por ciento de las fuerzas sísmicas prescritas en una dirección, más el 30 por ciento de las fuerzas actuando en la dirección perpendicular. Para el diseño debe usarse la combinación que requiera la mayor resistencia. Alternativamente los efectos de las dos direcciones ortogonales pueden ser combinados en base a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) o por la combinación cuadrática completa (CCC). Al usar este último método de combinación de

los efectos ortogonales, a cada término calculado deberá asignársele el signo que lleve al resultado más conservador.

## 6.2 SISTEMAS DE ENSAMBLAJE ESTRUCTURAL.

6.2.1 **Generalidades.** Los cinco tipos de sistemas estructurales definidos en 3.6 se reconocen en estas disposiciones y se indican en la Tabla 7. Los sistemas A, B, C y D se subdividen en función de los elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas laterales. Los requisitos especiales de ensamblaje se dan en este Capítulo.

## 6.2.2 Amarres y Continuidad.

1) Todas las partes de una estructura deben unirse entre sí. Las uniones deben ser capaces de trasladar las fuerzas sísmicas al sistema sismorresistente. Como mínimo, cualquier pequeña parte de un edificio debe amarrarse al resto del mismo con elementos que tengan una resistencia para transferir al menos A/3 veces el peso de la parte. (Ver Tabla 1).

2) Para cada viga principal, secundaria o armadura se debe proporcionar una unión adecuada para resistir una fuerza horizontal actuando paralelamente al miembro. Esta fuerza deberá ser mayor que A/5 veces la suma de la carga muerta más la carga viva tributarias al miembro.

6.2.3 **Elementos Colectores.** Deben proveerse elementos colectores capaces de transmitir las fuerzas sísmicas originadas en otras partes del edificio, al elemento que proporciona resistencia a estas fuerzas.

## 6.2.4 Diafragmas.

1) Los diafragmas de piso y de techo deben diseñarse para resistir las fuerzas determinadas de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_{px} = \frac{F_t + \sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n W_i} W_{px} \quad (6.1)$$

2) La fuerza  $F$  determinada por la expresión (6.2.4) necesita ser mayor de  $0.75 A I W_{Lx}$ , o menor de  $0.35 A I W_{Lx}$ .

3) Cuando se requiera que el diafragma transfiera fuerzas laterales, desde elementos resistentes verticales arriba del diafragma, a elementos resistentes verticales abajo del mismo, debido a desalineamientos en la ubicación de los elementos o a cambios en la rigidez de los mismos, estas fuerzas serán agregadas a las determinadas por la expresión (6.2.4).

#### 6.2.5 Ensamblaje bajo la base.

La resistencia y la rigidez de los ensamblajes ubicados entre la base y la fundación no deben ser menores que las de la superestructura. Los requisitos de detallado de las Normas Técnicas de Diseño y Construcción respectivas se aplicaran a las columnas que soportan elementos discontinuos resistentes a fuerzas laterales y a los elementos de los muros ubicados bajo la base.

La fundación deberá ser capaz de transmitir el cortante basal y las fuerzas de volteo de diseño, definidos en el Capítulo 4, desde la estructura al suelo de soporte, pero tomando en cuenta la naturaleza dinámica de corta duración de las cargas al establecer las propiedades del suelo.

6.2.6 Todas las estructuras deben separarse de construcciones aledañas y linderos una distancia adecuada para evitar el contacto por los desplazamientos originados en los movimientos sísmicos. Las separaciones deben permitir un desplazamiento de  $C_d$  veces el requerido por las fuerzas sísmicas de diseño.

## CAPITULO 7

## FUERZAS LATERALES EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

## 7.1 GENERALIDADES

Los elementos no estructurales así como los elementos de fijación para equipo permanente soportado por una estructura, deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas totales descritas en 7.2. La fricción resultante de cargas gravitacionales no deberá ser considerada en la resistencia a las fuerzas sísmicas.

## 7.2 FUERZA SISMICA TOTAL DE DISEÑO.

7.2.1 La fuerza sísmica total de diseño,  $F_p$ , será determinada por la siguiente expresión:

$$F_p = A I C_p W_p \quad (7.1)$$

7.2.2 Los valores de A e I de la ecuación 7.1) deben ser los valores utilizados para el edificio, definidos en las Tablas 1 y 4 respectivamente.

7.2.3 Para evaluar el coeficiente  $C_p$ , se clasifican los elementos no estructurales como sigue:

Elementos rígidos soportados rígidamente son aquellos que tienen un período fundamental de vibración menor o igual a 0.06 segundos.

Elementos no rígidos o soportados flexiblemente son los que tienen un período fundamental de vibración mayor de 0.06 segundos.

7.2.3(1) El valor del coeficiente  $C_p$  para elementos rígidos soportados rígidamente está dado en la Tabla 9.

7.2.3(2) Las fuerzas laterales para elementos no rígidos o soportados flexiblemente se determinarán considerando las propiedades dinámicas tanto del elemento como de los soportes, pero el valor no deberá ser menor que el dado por la Tabla 9. En ausencia de un análisis, el valor de  $C_p$  se tomará como el doble del indicado en la Tabla 9, pero no necesita ser mayor de 2.0. Se exceptúan los sistemas de tuberías, ductos y canalizaciones construídos con materiales y conexiones dúctiles, en los cuales pueden utilizarse

los valores de  $C_p$  de la Tabla 9.

7.2.3(3) El valor de  $C_p$ , para elementos aislados de la estructura localizados a nivel del terreno o abajo de éste, puede tomarse como 2/3 del valor especificado en la Tabla 9. Sin embargo, la fuerza lateral de diseño así obtenida no deberá ser menor que la calculada utilizando las disposiciones del Capítulo 8.

7.2.4 Las fuerzas sísmicas laterales totales de diseño determinadas usando la expresión (7.1) serán distribuidas en proporción a las masas de los componentes del elemento.

7.2.5 Las fuerzas determinadas por medio de la expresión (7.1) se usarán para diseñar los elementos o sus componentes y las uniones y anclajes a la estructura.

7.2.6 **Compatibilidad de deformaciones.** Los elementos no estructurales interiores y de fachada o los componentes que están anclados o forman parte de estos elementos, deben diseñarse para resistir las fuerzas determinadas por la expresión (7.1) y deben acomodarse a los movimientos de la estructura resultantes de las fuerzas laterales o de los cambios de temperatura. Tales elementos deberán ser soportados por miembros estructurales o por uniones a los mismos, de acuerdo con las siguientes consideraciones:

1) Las uniones y las juntas de elementos no estructurales deben permitir movimientos relativos entre los pisos no menores que dos veces la deriva de entrepiso ocasionada por viento,  $C_d$  veces la deriva de entrepiso elástica calculada ocasionada por las fuerzas sísmicas de diseño o 2.5 cm; el que sea mayor.

2) Las uniones que permitan movimientos en el plano del elemento para la deriva de entrepiso pueden ser: uniones deslizantes por medio de ranuras o agujeros sobredimensionados, uniones que permitan el movimiento por flexión del acero u otras uniones que proporcionen deslizamientos equivalentes y capacidad dúctil.

3) Las uniones deben tener suficiente ductilidad y capacidad rotacional para

---

impedir la fractura de los elementos de anclaje o fallas frágiles en las soldaduras.

4. La unión debe diseñarse para 1.33 veces la fuerza determinada por la expresión (7.1).

5. Todos los conectores en las uniones, tales como pernos, acoples, soldaduras, pasadores, etc., serán diseñados para resistir 4 veces las fuerzas determinadas por la expresión (7.1).

## CAPITULO 8

## OTRAS ESTRUCTURAS

## 8.1. GENERALIDADES.

8.1.1 En este capítulo se incluyen todas las estructuras aisladas diferentes a edificios que transmiten cargas gravitacionales y resisten los efectos sísmicos. Cualquier estructura de este tipo debe diseñarse para resistir las fuerzas laterales mínimas especificadas en este capítulo. El diseño debe cumplir con los requisitos aplicables de esta Norma Técnica.

8.1.2 El diseño de estas estructuras debe proporcionar resistencia y ductilidad suficientes y congruentes con las disposiciones establecidas para edificios en esta Norma Técnica.

8.1.3 La carga sísmica,  $W$ , debe incluir todas las cargas muertas definidas en el Título II del Reglamento y el peso de los materiales contenidos en su interior para su operación normal.

8.1.4 El período fundamental puede determinarse mediante el método B de esta Norma Técnica o similares.

8.1.5 Las estructuras de este tipo no necesitan cumplir con los límites de la deriva de entrepiso indicados para edificios en esta Norma Técnica.

Las limitaciones de deriva deberán establecerse indirectamente para estructuras cuya falla puede poner en peligro la vida humana, revisándolas para resistir las fuerzas de diseño especificadas y los desplazamientos calculados y ampliados  $C_d$  veces; el efecto **P-Delta** se evaluará también considerando ampliado  $C_d$  veces el desplazamiento calculado. En estructuras donde no se ponen en peligro vidas humanas, los efectos **P-Delta** deben considerarse únicamente para aquellas cuyas derivas calculadas excedan los valores de la Tabla 8.

8.1.6 Las estructuras que soporten elementos no estructurales flexibles, cuyo peso combinado exceda en 25 por ciento el peso de la estructura, deben diseñarse considerando los efectos de interacción entre la estructura y los elementos soportados.

8.1.7 El procedimiento para determinar la fuerza lateral en sistemas estructurales similares a los de edificios (Sistemas A, B, C y D de la Tabla 7), debe seleccionarse de acuerdo con las disposiciones del Cap.3.

8.1.8 Las estructuras cuyo período  $T$  sea menor de 0.06 segundos, incluyendo sus anclajes, deben diseñarse para la fuerza lateral obtenida mediante la siguiente expresión:

$$V = 0.5 A I W \quad (8.1)$$

La fuerza  $V$  debe distribuirse de acuerdo a las masas y se supondrá que actúa en cualquier dirección horizontal.

8.1.9 Los tanques con fondos apoyados sobre el terreno o bajo éste, deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas calculadas usando los procedimientos de 8.1.8 para estructuras rígidas, tomando en consideración el peso total del tanque junto con el de su contenido. En forma alterna, tales tanques pueden diseñarse utilizando un análisis de espectro de respuesta, que incluya consideraciones del movimiento del terreno esperado en el sitio y los efectos inerciales del líquido contenido.

8.1.10 Las estructuras no contempladas anteriormente, deben diseñarse para resistir fuerzas laterales sísmicas no menores que las determinadas por las disposiciones del Capítulo 4, excepto que los factores  $R$  y  $C_d$  serán los especificados en la Tabla 10 y el coeficiente sísmico  $C_s$  utilizado en el diseño no debe ser menor que 0.5  $A I$ .

La distribución vertical de las fuerzas laterales sísmicas en estas estructuras, puede determinarse utilizando las disposiciones de 4.3 o con los procedimientos del Capítulo 5.

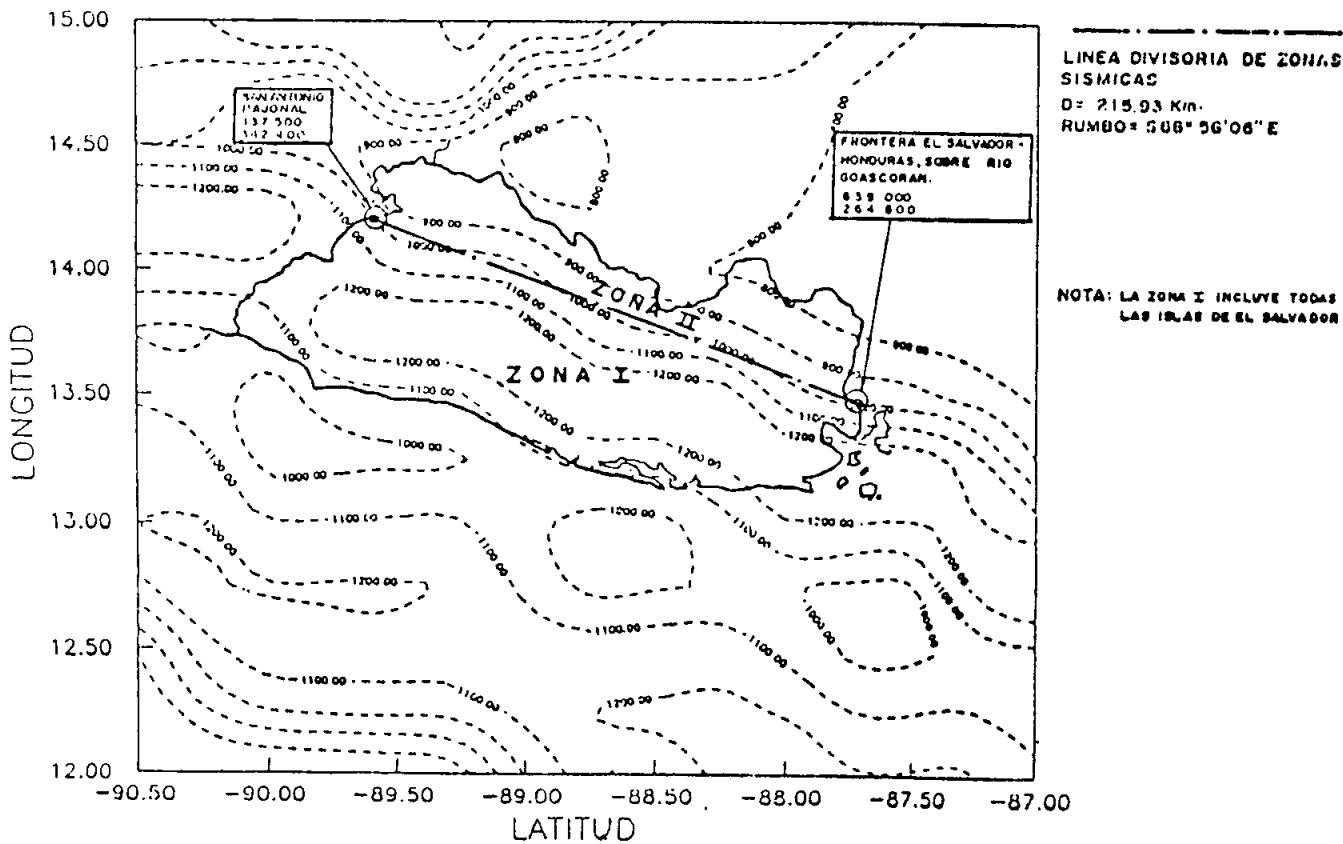


TABLA 1  
FACTOR A DE ZONIFICACION SISMICA

ZONA	FACTOR A
1	0.40
2	0.30

\* Ver figura 1

FIGURA 1  
MAPA DE ZONIFICACION SISMICA DE EL SALVADOR



ZONIFICACION SISMICA PARA LA REPUBLICA DE EL SALVADOR, SEPT. 1993

TABLA 2  
COEFICIENTES DE SITIO  $C_0$  y  $T_0$ <sup>(1)</sup>

Tipo	Descripción	$C_0$	$T_0$
S <sub>1</sub>	Perfiles de suelo siguientes: a/ Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg. b Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m. sobre el manto rocoso.	2.5	0.3
S <sub>2</sub>	Perfil de Suelo siguientes. a Suelo con condiciones rígidas o muy densas cuyo espesor sea de 30 m. o más sobre el manto rocoso. b. Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor menor de 30 m.	2.75	0.5
S <sub>3</sub>	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 mts de suelos cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos.	3.0	0.6
S <sub>4</sub>	Perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/seg.	3.0	0.9

1. El perfil del suelo del sitio se establecerá mediante datos geotécnicos sustentados apropiadamente. En sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo de perfil de suelo, deberá usarse un perfil de suelo tipo S<sub>1</sub>.

NOTA: Se debe entender que a mayor profundidad de la establecida para cada perfil de suelo, solo existe roca como la definida para S<sub>1</sub>(a)

TABLA 3  
CATEGORIAS DE OCUPACION

Categorías de Ocupación	Tipo de Ocupación o Función de la Estructura
I	Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares y cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público, almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiere para superar la emergencia.
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieren su operación en un periodo inmediatamente después del sismo. Incluye: edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de más de 3000 m <sup>2</sup> , almacenes con un área de piso de 500 m <sup>2</sup> o más de 10 mts. de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con gradas al aire libre para 2000 personas o más, edificios de más de 4 pisos o más de 1000 mts <sup>2</sup> por piso, museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación I, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc.
III	Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II.

TABLA 4  
FACTORES DE IMPORTANCIA

Categoría de Ocupación <sup>1)</sup>	Factor de Importancia I
I Establecimientos Esenciales o Peligrosos	1.5
II Edificios de Ocupación Especial	1.2
III Edificios de Ocupación Normal	1.0

Los tipos de ocupación o funciones de la estructura dentro de cada categoría están listadas en la Tabla 3.

TABLA 5  
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES VERTICALES

Definición y Tipo de la Irregularidad

**A. Irregularidad en la Rigidez - Entrepiso Flexible**

Entrepiso flexible es aquel cuya rigidez lateral es menor que el 70 por ciento de la del entrepiso inmediato superior o menor que el 80 por ciento del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.

**B. Irregularidad en la Masa**

Se considera que existe irregularidad cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 150 por ciento de la masa efectiva de un piso consecutivo. No se considera irregularidad en la masa cuando el techo sea más liviano que el piso inferior.

**C. Irregularidad Geométrica Vertical**

Se considera que existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a cargas laterales en cualquier entrepiso es mayor que el 130 por ciento de la de un entrepiso consecutivo. Se eximen de esta consideración las obras pequeñas de un piso que se apoyen sobre el techo (penthouses).

**D. Discontinuidad en el Plano de los Elementos Verticales Resistentes a Cargas Laterales**

Se considera que existe esta discontinuidad cuando los elementos resistentes a cargas laterales están desplazados dentro de su plano, una cantidad mayor que la longitud de tales elementos.

**E. Discontinuidad en la Capacidad - Entrepiso Débil**

Se considera que un entrepiso es débil cuando su resistencia es menor que el 80 por ciento de la del entrepiso superior. Resistencia de entrepiso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparten el cortante de entrepiso en la dirección en consideración.

TABLA 6  
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

Definición y Tipo de la Irregularidad

**A. Irregularidad Torsional.** Si los diafragmas no son flexibles se considerará que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de entrepiso, incluyendo la torsión accidental, calculada en un extremo de la estructura transversal a un eje, es mayor que 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura.

**B. Esquinas Entrantes**

La configuración en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad de tipo "esquina entrante" cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15 por ciento de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.

**C. Discontinuidad del Diafragma**

Se consideran discontinuidades en diafragma los cambios abruptos o variaciones en la rigidez, como recortes o aberturas mayores que el 50 por ciento del área bruta de la planta del edificio.

**D. Desalineamiento fuera de Plano**

Discontinuidades en la trayectoria de una fuerza lateral, tal como elementos verticales fuera de plano.

**E. Sistemas no Paralelos**

Los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o no son simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales.

TABLA 7  
SISTEMAS ESTRUCTURALES

Sistema Básico	Sistema Resistente a Fuerzas Laterales - Descripción Estructural <sup>(1)</sup>	C <sub>d</sub> <sup>(2)</sup>	R <sup>(3)</sup>	H <sup>(4)</sup>	(5)
SISTEMA A	1. Marcos de acero o concreto con detallado especial	8	12	S L	
	2. Marcos de concreto con detallado intermedio	5	5	15	
	3. Marcos de acero con detallado ordinario	6	7	30	
SISTEMA B	1. Paredes de				
	a. Concreto	7	8	50	
	b. Mampostería	6	7	35	
	2. Marcos de acero arriostrados				
	a. Excéntricamente	6	10	50	
b. Concéntricamente	7	8	50		
SISTEMA C	Paredes de concreto combinadas con				
	a. Marcos de concreto o acero con detallado especial	9	12	S L	
	b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario	7	8	S L	
	2. Paredes de mampostería combinadas con				
	a. Marcos de concreto o acero con detallado especial	6	7	50	
	b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario	5	6	30	
	3. Marcos de acero arriostrados combinados con marcos de concreto o acero con detallado especial				
	a. Arriostramiento excéntrico	6	12	S L	
	b. Arriostramiento concéntrico	7	10	S L	
	SISTEMA D	1. Paredes de			
a. Concreto		6	7	35	
b. Mampostería		5	6	25	
2. Marcos de acero arriostrados		5	6	50	
SISTEMA E	1. Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior (Péndulo Invertido)	3	3	--	
	2. Sistemas con masa esencialmente distribuida en su altura	4	4	--	

NOTAS:

1. Los sistemas básicos estructurales están definidos en 3.6
2. Factor de Amplificación de desplazamientos
3. Para combinaciones de Sistemas Estructurales ver 3.8
4. H = Altura límite en m.
5. S L = Sin límite de altura

TABLA 8  
VALORES ADMISIBLES DE LA DERIVA DE ENTREPISO  $\Delta_x$  (\*)

Tipo de Edificio	Categoria de Ocupación		
	I	II	III
Edificio de un piso en Acero Estructural sin ningun equipo ligado a la estructura y sin acabados fragiles	0.015 $h_{sx}$	0.020 $h_{sx}$	S.L. (**)
Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles	0.010 $h_{sx}$	0.015 $h_{sx}$	0.020 $h_{sx}$
Todos los otros Edificios	0.010 $h_{sx}$	0.015 $h_{sx}$	0.015 $h_{sx}$

(\*)  $h_{sx}$  es la altura del entrepiso debajo del nivel x

(\*\*) S.L. = sin límite.

TABLA 9  
FACTORES DE FUERZA HORIZONTAL Cp  
PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES

	Valor de Cp	Notas
<b>I. Partes de una Estructura</b>		
1. Paredes, incluyendo lo siguiente:		
a. Parapetos no arriostrados (en voladizo)		2.00
b. Cualquier tipo de pared		0.75
2. Apendices (penthouses), excepto cuando estén comprendidas dentro del marco del edificio		0.75
<b>II. Componentes No Estructurales</b>		
1. Tapiales		0.75
2. Ornamentos y apéndices exteriores e interiores		2.00
3. Chimeneas, antenas, torres reticuladas y tanques sobre miembros:		
a. Soportados o proyectados como voladizos no arriostrados arriba del techo en una longitud mayor que la mitad de su altura total		2.00
b. Otros, incluyendo aquellos soportados bajo el techo con proyección no arriostrada arriba del techo menor que la mitad de su altura, o arriostrados o atirantados al marco estructural en o arriba de su centro de masa		0.75
3. Rótulos y carteleras		2.00
4. Estanterías de almacenamiento (incluyendo el contenido)		0.75
5. Anclajes para armarios permanentemente soportados por el piso y para libreros mayores de 1.50 m de altura (incluyendo su contenido)		0.75
6. Anclajes para cielos rasos y luminarias		0.75
7. Sistemas de pisos de acceso		0.75
<b>III. Equipos</b>		
1. Tanques y depósitos (incluyendo el contenido) junto con los sistemas de soporte y anclaje		0.75
2. Equipo eléctrico, mecánico y de plomería, incluyendo tuberías y maquinaria y obras relacionadas		0.75

\* Para propósitos de determinación de la fuerza sísmica se deberá usar un peso de cielo de 20 kg/m<sup>2</sup>, como mínimo.

TABLA 10  
FACTOR R y Cd

Tipo de Estructura	R	Cd
Tanques, depósitos, esferas a presión sobre miembros arriostrados o sin arriostrar	3	3
Silos de concreto colado in-situ y chimeneas con paredes continuas hasta la fundación	4	4
Toda otra estructura con masa distribuida en voladizo, no cubierta por los dos numerales anteriores, incluyendo antenas, chimeneas, silos y vasijas verticales soportadas por taldores	4	4
Torres reticuladas libres o atirantadas, y chimeneas	4	4
Estructuras tipo péndulo invertido	3	3
Torres de enfriamiento	4	4
Depósitos y tolvas sobre miembros arriostrados o no arriostrados	4	4
Estanterías de almacenamiento	4	4
Rotulas y carteleras	4	4
Estructuras de diversion y monumentos	3	3
Otras estructuras aisladas no especificadas	4	4



**asia**

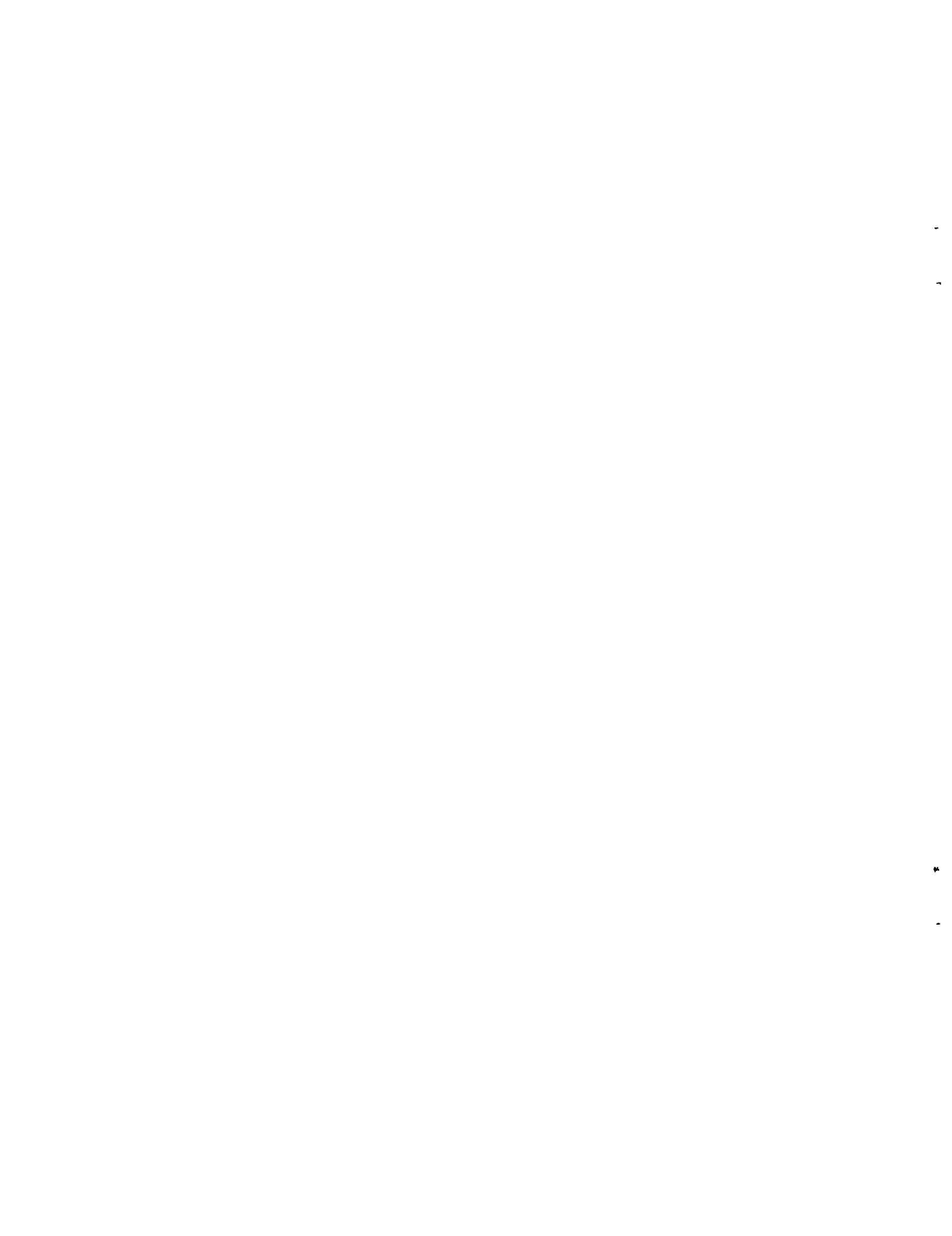
asociación salvadoreña de  
ingenieros y arquitectos

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

REPUBLICA DE EL SALVADOR

**COMENTARIOS**

**SAN SALVADOR, 1997**



## CAPITULO 3

## CRITERIOS DE DISEÑO

**C3.1 BASES DE DISEÑO.**

estas recomendaciones tratan de proporcionar a los ingenieros una guía para la toma de decisiones en función de los requisitos reglamentarios para fuerzas laterales, análisis y parámetros relativos. Tal guía es especialmente importante en las etapas iniciales del diseño, donde deben considerarse un gran número de opciones.

**C3.2 ZONAS SISMICAS.**

Las zonas sísmicas definidas en la figura No 1 de la " Norma Técnica para Diseño por Sismo " están basadas en la aceleración pico efectiva del terreno, proyectada para la zona en cuestión. El factor **A** de la Tabla 1 de dicha Norma se ha definido de tal manera que corresponda numéricamente a la aceleración pico efectiva de cada zona.

**C3.3 GEOLOGIA LOCAL Y CARACTERISTICAS DEL SUELO.**

La geología del lugar y las características del suelo tienen una gran influencia en el movimiento del terreno. Un ejemplo notable es el del sismo de septiembre de 1985 en la ciudad de México, en el cual los movimientos amplificados en los estratos de la zona del lago fueron sustancialmente mayores que en sitios adyacentes de roca.

Anteriormente, los reglamentos del país no proporcionaban fórmulas para cuantificar los efectos de la geología del lugar y las características del suelo. Estos efectos se han incluido en este Reglamento mediante los factores **C<sub>o</sub>** y **T<sub>o</sub>** de la Tabla 2 de la Norma Técnica.

**C3.4 CATEGORIAS DE OCUPACION.**

Los grupos, por categoría de ocupación, y los correspondientes factores de incremento de las fuerzas de diseño, **I**, que se definen en las Tablas 3 y 4 respectivamente de la Norma Técnica, son similares a los incluidos en la Norma de Emergencia de 1989, con excepción de la eliminación del grupo IV.

Se considera que el incremento de las fuerzas de diseño para estructuras especiales, tiende a proporcionar un mejor nivel de comportamiento sísmico y una mayor seguridad para esas estructuras. Se reconoce, sin embargo, que resulta más efectivo para esos propósitos, mejorar aspectos tales como la capacidad de absorción de energía, la redundancia en el sistema resistente a fuerzas laterales, el control de los desplazamientos horizontales, la calidad de la supervisión y la construcción, entre otros.

**C3.5 CONFIGURACION ESTRUCTURAL.**

Las irregularidades en la trayectoria de la carga y en la configuración estructural son los máximos contribuyentes a los daños estructurales y a las fallas debidas al movimiento del terreno durante sismos violentos.

En reglamentos pasados se han descrito características indeseables de configuración que deben evitarse cuando sea posible. Se requerían análisis dinámicos para estructuras con irregularidades significativas; sin embargo, ni las características del análisis dinámico ni los niveles de irregularidad que demandaban tales análisis fueron especificados.

Se requiere de una gran cantidad de expe-

riencia teórica y práctica en ingeniería para cuantificar las irregularidades y proporcionar guías para realizar un análisis especial. Una prescripción completa de todas las consideraciones del análisis especial para irregularidades no está todavía disponible. Sin embargo, se proporcionan algunos lineamientos y disposiciones para estimar estos aspectos. Estas recomendaciones son especialmente beneficiosas considerando que los edificios se vuelven cada vez mas complejos y su diseño requiere de un cuidado adicional para lograr el comportamiento sísmico adecuado. Los conocimientos en ingeniería y la comprensión de la respuesta del edificio y el efecto de las irregularidades han progresado, particularmente con la mayor utilización del análisis por computadoras.

Al establecer los requisitos sobre irregularidades, se reconoce que el uso de un modelo elástico en el análisis dinámico puede detectar y corregir los efectos de respuesta de algunos tipos de irregularidades solamente. Se considera que otros efectos de las irregularidades se resuelven a través de detalles de diseño y otras consideraciones analíticas, tales como limitaciones en el desplazamiento horizontal del piso y efectos torsionales.

### C3.5.1 Estructuras Regulares.

Se espera que las estructuras regulares, diseñadas para los niveles de carga sísmica prescritos, cumplan con los objetivos de la Norma. Dos conceptos importantes son aplicables para estructuras regulares: Primero, la variación lineal de la distribución de las fuerzas laterales es una representación razonable y conservadora de la distribución de las fuerzas inerciales debidas a la respuesta dinámica real. Segundo, cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales se diseñan para las cargas sísmicas especificadas, la demanda de deformaciones cíclicas inelásticas durante un movimiento sísmico de gran magnitud será razonablemente uniforme en todos los elementos, sin grandes concentraciones en particular. El nivel aceptable de deformación inelástica demandado por determinado material y sistema se representa, para cada sistema, por el valor de  $R$  y el nivel de diseño sísmico para esfuerzos de trabajo es dado por la respuesta elástica completa dividida por  $R$ . Cuando la estructura tiene irregularidades, estos conceptos y aproximaciones, pueden no ser razonables y válidos y son necesarios factores de corrección.

### C3.5.2 Estructuras Irregulares.

Las irregularidades verticales y en planta pueden dar lugar a cargas y deformaciones significativamente diferentes de aquellas asumidas en el procedimiento estático equivalente.

La distribución irregular de masas, rigideces o resistencia, a lo alto de la estructura, ocasiona fuerzas sísmicas y/o deformaciones, las cuales son significativamente diferentes a una distribución lineal y se tipifican como irregularidades verticales. Aquellas irregularidades en planta o en las características del diafragma, las cuales provocan cantidades significativas de respuesta torsional, deformaciones del diafragma o concentraciones de esfuerzos en el mismo, se tipifican como irregularidades en planta.

La ausencia de una transferencia directa de fuerzas se tipifica como irregularidad; un ejemplo de esto se presenta cuando los elementos resistentes a las fuerzas laterales tienen salientes o discontinuidades. Esta condición puede causar una concentración de demanda inelástica y ocurrir aún cuando no existan irregularidades en planta y en elevación.

Es de primordial importancia que el ingeniero sea consciente de que las irregularidades generan gran incertidumbre en la habilidad de la estructura para cumplir con los objetivos del diseño. Por lo tanto, las recomendaciones para considerar las irregularidades no deberán ser interpretadas como una garantía en el diseño de estructuras irregulares o como un "catálogo" de formas estructurales ideales ni como un manual para su diseño. Los requisitos y disposiciones son solamente para alertar al diseñador de la existencia de efectos dañinos debido a las irregularidades y el de proporcionar requisitos mínimos para su consideración. Si una condición de irregularidad no puede evitarse o eliminarse mediante cambios en el diseño, entonces el ingeniero no solamente debe aplicar los requisitos y disposiciones dados en estas recomendaciones sino también considerar la habilidad del sistema estructural para garantizar los objetivos del diseño; esto es particularmente necesario para los casos de irregularidad en la trayectoria de la transferencia de las fuerzas sísmicas. El diseñador debe estar alerta de la existencia y efectos de las irregularidades y no debe aplicar métodos convencionales como si se tratara de estructuras regulares.

Los criterios relativos para definir las irregularidades han sido establecidos por la interpretación de daños de sismos pasados y experiencias de diseño. En muchos casos, no hay manera de establecer o cuantificar los efectos de estas irregularidades si no es mediante un análisis dinámico inelástico de la estructura; resulta esencial entonces formular este análisis e interpretar sus resultados racionalmente.

### C3.6 SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Esta sección define los tipos generales de sistemas estructurales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas. Estos sistemas están clasificados en la tabla 7 de la Norma Técnica y se especifican valores máximos de  $R$  para cada clasificación. Dichos valores han sido establecidos de acuerdo a las capacidades relativas de los

sistemas del edificio para proporcionar una disipación de energía en el rango inelástico. Los valores de R para estructuras diferentes de edificios están dados en la tabla 10 de la Norma Técnica.

En cualquier sistema estructural, es deseable que los elementos individuales resistentes a fuerzas laterales estén ubicados en planos verticales separados para cada dirección de carga. Es importante proporcionar una adecuada capacidad a la torsión mediante la resistencia y disposición de estos elementos en el planteamiento de la estructura. Los requisitos particulares necesarios para clasificar una estructura en determinado tipo de sistema se amplían a continuación:

#### C3.6.1(1) Sistema A.

Como se especifica en la Norma Técnica, este sistema incluye estructuras formadas únicamente por marcos no arriostrados que resisten la totalidad de las cargas gravitacionales y laterales. Los marcos dúctiles tienen una alta capacidad de absorción de energía, pero para que pueda desarrollarse esta ductilidad sin deterioro significativo, deben satisfacerse los requisitos de detallado especial que se establecen en las Normas Técnicas para diseño y construcción de estructuras de concreto y acero, los cuales tienden a asegurar que no se presenten fallas frágiles y pandeos inelásticos y que la capacidad de los marcos esté gobernada por la capacidad flexionante de las vigas. En este caso, se establece el valor máximo de  $R = 12$ .

Cuando no pueden cumplirse los requisitos de detallado especial, el Reglamento permite, siempre que se cumplan las Normas Técnicas correspondientes, el diseño de estructuras del Sistema "A" con criterios que se basan más en la resistencia proporcionada que en la ductilidad, para lo cual se establecen en la Tabla 7, valores de R sustancialmente menores.

#### C3.6.1(2) Sistema B.

Consiste en una combinación de marcos con arriostramiento y sin él que soportan la mayor parte de las cargas gravitacionales, en la cual los marcos arriostrados o paredes enmarcadas resisten la totalidad de las cargas laterales. Aunque los marcos no arriostrados no se consideran como elementos resistentes a cargas laterales, deben cumplir con 3.6.2(1) y además es necesario proporcionarles cierta capacidad a momento en las uniones viga-columna; con este tipo de conexiones los marcos no

arriostrados suministran una segunda línea de resistencia a la estructura.

En este sistema las paredes enmarcadas o marcos arriostrados deben diseñarse de tal manera que su falla por cortante no vulnere la capacidad de la estructura para resistir cargas gravitacionales.

La Norma Técnica establece valores de R intermedios de los correspondientes a los sistemas A y D, diferenciados según el material de las paredes enmarcadas o las características de los marcos arriostrados, de acuerdo a su capacidad relativa de absorción de energía.

#### C3.6.1(3) Sistema C.

En este sistema, las paredes enmarcadas o marcos arriostrados y los marcos no arriostrados resistentes a fuerzas laterales, deberán cumplir con los siguientes criterios:

1. Las paredes enmarcadas o los marcos arriostrados deberán resistir la fuerza total lateral requerida de acuerdo a sus rigideces relativas, considerando la interacción de las paredes enmarcadas o marcos arriostrados y los marcos no arriostrados, como un sistema único. Este análisis deberá realizarse de acuerdo con los principios de la mecánica estructural, considerando las rigideces relativas de los elementos y los efectos de torsión en el sistema. Las deformaciones impuestas sobre los elementos de marcos, debido a la interacción con las paredes enmarcadas o los marcos arriostrados, deberán considerarse en este análisis.
2. Los marcos no arriostrados que resisten cargas laterales en este sistema, deben poseer características de resistencia a momento equivalentes a las requeridas para los marcos del sistema A y deberán diseñarse, actuando independientemente, para resistir no menos del 25% de la fuerza total lateral requerida, incluyendo los efectos de torsión. Las columnas en los bordes de paredes deben diseñarse para resistir las fuerzas verticales resultantes del momento de volteo en la pared.

Es importante notar que dos Tipos estructurales de este sistema han sido definidos con  $R = 12$ . El primero es el sistema de paredes de concreto combinadas con marcos no arriostrados de concreto o acero con detallados especiales. El segun-

do es el sistema de marcos de acero con arriostramiento excéntrico combinados con marcos de concreto o acero con detallados especiales. Debido a su excelente capacidad de disipación de energía y estabilidad, aseguradas por un diseño detallado muy específico, estos sistemas han ameritado el valor máximo de  $R$ .

#### **C3.6.1(4) Sistema D.**

Este sistema estructural se caracteriza por paredes o marcos arriostrados que soportan sustancialmente las cargas gravitacionales y la totalidad de las cargas laterales. En este sistema, si se produce falla en las paredes o los marcos arriostrados se reduce significativamente la capacidad de soporte vertical y puede producirse la inestabilidad del mismo; adicionalmente y en general, las estructuras de este sistema poseen poca redundancia ante la acción de cargas verticales y laterales. Por todo ello, se especifican en la tabla 7, valores relativamente bajos de  $R$ .

#### **C3.6.1(5) Sistema E.**

Los bajos valores de  $R$  asignados para las estructuras de este sistema en la Norma Técnica se deben fundamentalmente a que se trata de estructuras isostáticas con escasa capacidad de absorción de energía. En particular, para las estructuras de tipo péndulo invertido del numeral 3.6.2(2) de la Norma Técnica, se permite un procedimiento aproximado para tomar en cuenta el efecto de la inercia rotacional de la masa, en sustitución de un análisis dinámico.

#### **C3.6.1(6) Otros Sistemas**

Los sistemas estructurales nuevos o poco usuales, que no han tenido una prueba de buen comportamiento durante eventos sísmicos, deberán ser evaluados con un cuidado especial para asegurar que se comportarán de acuerdo a los objetivos de este documento.

Deberá realizarse una evaluación de la demanda de deformación elástica e inelástica en el sistema y en los elementos individuales, para un nivel de máximo movimiento del terreno. Esto deberá incluir consideraciones de las posibles diferencias entre la respuesta de un modelo completo elástico y de la respuesta de la estructura inelástica. Se sugiere que los mecanismos de fluencia del terreno y la estructura se determinen como parte de esta investigación.

El uso de nuevos sistemas propuestos para regiones de alta sismicidad representa una preocupación especial. No es suficiente verificar únicamente la capacidad de resistencia a un nivel de diseño adecuado; deberá proporcionarse detallado especial para el comportamiento inelástico del sistema.

#### **C3.7 ESTRUCTURAS DE ENTREPISO DÉBIL.**

Los entrepisos débiles han sido una de las principales causas de fallas estructurales observadas en sismos pasados, por la concentración de la demanda de absorción de energía en los elementos resistentes del entrepiso débil.

Para estructuras con entrepiso débil entre los límites del 70% y 80% (irregularidad vertical Tipo "E" de la Tabla 5) no se requieren correcciones diferentes a las establecidas por su clasificación como estructuras irregulares. Las estructuras con entrepiso débil menor al límite del 70% se permiten únicamente si no sobrepasan los dos pisos ó 10.0 metros de altura y siempre que los elementos del entrepiso débil sean capaces de resistir  $3/8 R$  veces la fuerza de diseño.

Es importante detectar y corregir condiciones de resistencia torsional débil en cualquier entrepiso, por ejemplo en el caso de un elemento robusto aislado que puede cumplir con el 70% de la resistencia requerida de piso, pero su ubicación puede ser tal que el entrepiso tenga menos del 70% de la resistencia torsional del piso superior.

#### **C3.8 COMBINACIONES DE SISTEMAS ESTRUCTURALES**

##### **C3.8.1 Combinaciones Verticales.**

La intención de esta disposición es la de prevenir aquellas combinaciones de sistemas que puedan tener concentraciones de comportamiento inelástico en los pisos más bajos.

##### **C3.8.2 Combinaciones en diferentes direcciones.**

El requisito establecido para un valor igual de  $R$  en ambas direcciones ortogonales para la determinación del nivel de carga sísmica tiene la intención de limitar las deformaciones inelásticas que pueden ocurrir perpendicularmente a un sistema de paredes de carga; la capacidad a cargas

gravitacionales de las paredes de carga puede verse anulada si no se controlan las deformaciones ortogonales; sin embargo, la reducción de R en el sistema normal a las paredes de carga no libera a dicho sistema de cumplir con los requisitos de detallado prescritos para el mismo

**C3.9 SELECCION DEL METODO DE ANALISIS DE FUERZAS LATERALES.**

La filosofía de esta sección es que el análisis dinámico es siempre aceptable para el diseño. El procedimiento de la fuerza lateral estática se permite solamente bajo ciertas condiciones de regularidad, y altura.

## CAPITULO 4

FUERZAS LATERALES ESTATICAS DE DISEÑO  
Y EFECTOS RELACIONADOS

## C4.1 GENERALIDADES.

En el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, las fuerzas inerciales que varían en el tiempo son reemplazadas por fuerzas estáticas equivalentes aplicadas al nivel del piso. Las magnitudes relativas de estas fuerzas equivalentes de piso están basadas en una hipótesis simplificada de las formas modales y su participación. Para el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, se asume que la relación de los desplazamientos de entrepisos y las masas son razonablemente uniformes en la altura del edificio y que los modos de vibración gobernantes son principalmente de traslación y no torsionales.

**C4.1.1 Y C4.1.2** Debe asumirse que los requisitos para tomar en cuenta la dirección aleatoria del impulso sísmico han sido satisfechos cuando se consideran efectos ortogonales en una estructura.

Se entiende por supuesto que el movimiento sísmico del terreno puede ser en cualquier dirección y no guarda relación alguna con los ejes de la estructura. En realidad, se trata de una respuesta compuesta del movimiento concurrente en relación con los múltiples ejes alrededor de los cuales la estructura puede vibrar. Normalmente esto incluye movimientos traslacionales alrededor de dos ejes ortogonales en planta, más movimientos torsionales.

Para edificios, esto implica que el diseño independiente alrededor de cada eje generalmente proporcionará una resistencia adecuada para las fuerzas aplicadas en cualquier dirección. Sin embargo, debe enfatizarse que las esquinas exteriores y entrantes en edificios son especialmente vulnerables a los efectos de movimientos concurrentes alrededor de ambos ejes. El diseñador deberá darle una atención especial al efecto de fuerzas combinadas en miembros comunes a los sistemas en ambos ejes.

Para estructuras diferentes de edificios, los requisitos de que la fuerza sísmica se considere que proviene de cualquier dirección deberá respetarse rigurosamente. Para estructuras con configuración circular en planta tales como tanques, torres y otras, el diseño deberá ser igualmente resistente en todas las direcciones.

Los efectos de respuesta debido a las componentes verticales del movimiento del terreno no se calculan usualmente. Se considera que éstas se absorben por la diferencia entre el diseño y las cargas verticales reales y en disposiciones especiales relativas a la reducción de carga muerta, cuando tal reducción pueda producir efectos importantes.

## C4.2 CORTANTE BASAL DE DISEÑO Y COEFICIENTE SISMICO

**C4.2.1** La expresión (4.1) para calcular el cortante basal de diseño proporciona la magnitud de las fuerzas sísmicas de diseño para un sistema estructural dado. Dicha magnitud está basada en la hipótesis de que la estructura experimentará muchos ciclos de deformación inelástica durante sismos severos y, por lo tanto, está relacionada con el tipo de sistema estructural y con su habilidad para soportar estas deformaciones y disipar energía sin colapsar. La magnitud de las fuerzas determinadas se utiliza no solamente para el procedimiento de la fuerza lateral estática sino también para establecer límites mínimos al procedimiento de la fuerza lateral dinámica. Por lo tanto, es necesario analizar la relación física entre el cortante basal de diseño y la representación espectral de sismos severos así como la idealización del comportamiento inelástico de la estructura.

La expresión del coeficiente sísmico de la ecuación (4.2) proporciona una relación explícita entre la representación espectral del máximo movimiento esperado del

terreno,  $AC_o \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$ , el factor de

modificación de respuesta del sistema,  $R$ , y el factor de importancia  $I$ . Las fuerzas sísmicas resultantes están basadas en el diseño de esfuerzos permisibles; esta relación es importante porque identifica la magnitud relativa del comportamiento inelástico reflejado en el valor de  $R$ .

Para instalaciones esenciales o críticas el valor  $I$  incrementa el nivel al cual el comportamiento inelástico pueda ocurrir, protegiendo en mayor grado su función u



operatividad

La porción  $AC_o \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$  de la ecuación

del coeficiente sísmico es una representación práctica del movimiento sísmico del terreno, con una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años. Cuando se multiplica por la gravedad,  $g$ , ésta puede ser considerada como un espectro envolvente de la respuesta de la aceleración efectiva. Como tal puede utilizarse para evaluar las fuerzas y desplazamientos inducidos en una estructura linealmente elástica cuando está sujeta al máximo movimiento esperado del terreno.

En la mayoría de los casos, sería económicamente prohibitivo diseñar edificios que se mantengan en el rango elástico para todos los niveles de movimientos sísmicos del terreno. Una práctica fundamental del diseño sísmico es permitir la fluencia inelástica para reducir las cargas sísmicas, en tanto tal fluencia no vulnere la capacidad de la estructura ante cargas verticales. En otras palabras, se permiten daños ante la acción de las cargas sísmicas máximas esperadas solamente si no existe una probabilidad significativa de que la estructura colapse. La utilización del diseño basado en métodos de análisis lineal es congruente con la aceptación de daños a partir de la respuesta inelástica, utilizando un coeficiente sísmico para el diseño lineal reducido por el factor  $1/R$ . Las experiencias indican que los edificios diseñados con estos niveles de reducción se comportan adecuadamente. Estructuras extremadamente frágiles requieren valores bajos de  $R$ , mientras que sistemas dúctiles pueden tener valores razonablemente altos de  $R$ . Por lo tanto, a mayor capacidad de la estructura para deformarse y disipar energía inelástica, corresponde un mayor valor de  $R$ .

Estas disposiciones intentan primordialmente proporcionar seguridad a las vidas humanas y no protección a las edificaciones ante los máximos niveles sísmicos esperados: por lo tanto, los valores de  $R$  han sido asignados de tal manera que cada sistema proporcione el mismo grado de seguridad a la vida humana.

Muchos factores contribuyen a la selección final del valor de  $R$  para el sistema estructural, entre otros el grado de certeza de su comportamiento ante cargas límites.

Cuando dos sistemas tengan un comportamiento esperado similar pero uno tiene un mayor grado de incertidumbre en su comportamiento, entonces a dicho sistema se le asigna un valor menor de  $R$ .

Las observaciones de sistemas estructurales que responden en un rango inelástico indican que, en la manera que la estructura fluye, el período, el amortiguamiento y otras propiedades dinámicas cambian, a menudo sustancialmente. El efecto de estos cambios es que, a pesar de que los niveles de fuerza realmente experimentados en la estructura son mayores que aquellos empleados en diseño, siempre serán menores que aquellos que podrían ocurrir en una respuesta totalmente elástica y los desplazamientos pueden ser mayores. A mayor comportamiento dúctil del sistema, mayor es su capacidad de deformación inelástica y menor el nivel de fuerzas que se generan. Estas relaciones no son fáciles de representar; sin embargo, pueden expresarse en términos de los parámetros  $R$  y  $C_d$ .

Las disposiciones de diseño y el detallado de los materiales toman en cuenta los requisitos de capacidad de disipación de energía representados por  $R$  e intentan asegurar que este comportamiento inelástico pueda tener lugar sin fallas mayores ni colapsos del sistema estructural. Para un sistema estructural dado, que tenga niveles de diseño determinados por los valores de  $R$ , existen factores que pueden producir una estructura cuya resistencia total en el mecanismo de fluencia sea significativamente mayor que el valor del cortante basal de diseño especificado. Dichos factores son: El diseño por esfuerzos de trabajo, las combinaciones múltiples de carga, la redundancia del sistema, la participación de otros elementos estructurales y no estructurales en la resistencia a fuerzas laterales, el endurecimiento por deformación de los materiales y la configuración final de los miembros en la obra. Como resultado de esta sobrerresistencia a fuerzas laterales, los miembros individuales y los elementos pueden estar sujetos a fuerzas significativamente mayores que las especificadas en el diseño, cuando la estructura se deforma inelásticamente. Para sistemas de marcos arriostrados concéntricamente o con paredes de corte, el incremento de sobre resistencia es aproximadamente 3, por lo cual el factor de amplificación se ha estimado en  $3(R/8)$ . Es de notar que la incorporación del valor  $R$  en este factor de sobre resistencia iguala el cortante máximo basal para todos los sistemas al valor

común

$$\frac{3}{8} I A C_o \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

Los elementos críticos requeridos para la estabilidad e integridad de una estructura, tales como columnas bajo arriostramientos discontinuos o bajo paredes de corte no continuas, así como otros elementos en una trayectoria irregular de transferencia de fuerzas, deben tener la capacidad de resistir esta fuerza, a menos que la capacidad de fluencia de los elementos adyacentes sea menor que este nivel de fuerza. El factor  $3(R/8)$  se aplica, por lo tanto, al diseño de los elementos y conexiones cuya fluencia o falla pueda resultar en colapso local o general.

Las combinaciones de cargas y los requisitos de capacidad que involucran a la carga sísmica factorada con  $3(R/8)$  son aplicables solamente a elementos estructurales específicos y a sus conexiones a los elementos adjuntos. Los elementos adjuntos no necesitan ser diseñados para la fuerza factorada. Se intenta, mediante estas recomendaciones, que las fuerzas resultantes de las combinaciones de carga que involucran la carga sísmica factorada, puedan ser resistidas a partir de un diseño por resistencia.

Similarmente, las deformaciones estructurales totales serán al menos iguales a  $C_o$  veces el nivel de deformación elástica de diseño. Los elementos que no forman parte del sistema resistente a cargas laterales y que son esenciales para el sistema de transmisión de cargas verticales, deben ser capaces de tolerar estas deformaciones sin falla. Este factor se utiliza también para el establecimiento de los efectos P-Delta, el control de los elementos desligados y los límites de separación entre edificios. Las deformaciones inelásticas debido al máximo movimiento esperado del terreno pueden ser muy variables debido a patrones particulares de fluencia estructural, amortiguamiento equivalente de los elementos en fluencia y cambios en la rigidez y período del sistema estructural a medida que ocurra la fluencia. Por lo tanto, en algunos casos, las máximas deformaciones totales pueden realmente exceder los valores factorados.

Una discusión más detallada de los factores de la expresión (4.2) se presenta a continuación:

**Factor de zonificación sísmica A :** El factor de zonificación sísmica **A** representa la aceleración pico efectiva del terreno correspondiente al máximo nivel esperado del movimiento del terreno para cada zona, definida en la figura 1 de la Norma Técnica. El factor **A** se expresa como una fracción de la constante de la gravedad **g**. El valor de **A** se utiliza para dimensionar la forma espectral representada por

$$C_o \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \text{ de tal manera que el producto}$$

**AC**, representa una envolvente del espectro de respuesta de aceleración, como fracción de la gravedad, con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años.

**Coefficientes de sitio  $C_o$  y  $T_o$ :** la curva

$$\text{dada por la expresión } C_o \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \text{ es}$$

una simplificación de la envolvente del espectro de respuesta multimodal normalizado, con un valor de **A=1.0** como base. Los coeficientes de sitio  **$C_o$**  y  **$T_o$**  definen una forma apropiada de dicho espectro acorde a las características del suelo en el sitio.

Los factores  **$C_o$**  y  **$T_o$**  están dados en la Tabla 2 de la Norma Técnica para cuatro perfiles típicos de suelo, los cuales se definieron para el área metropolitana de San Salvador (AMSS), en base al análisis de los datos proporcionados por estudios geotécnicos existentes para esta zona (ref. 2) y otros estudios (ref. 3,4,5,6 y 7). A falta de información, la clasificación de los perfiles de suelo y sus correspondientes coeficientes de sitio,  **$C_o$**  y  **$T_o$** , se generalizaron para toda La República.

**Valor mínimo de la relación  $T_o/T$ :** El límite inferior de  **$T_o/T$**  intenta asegurar un coeficiente sísmico mínimo igual al 3%

$$\text{de } \frac{A I C_o}{R}$$

En consideración a la actual incertidumbre para poder establecer el movimiento real del terreno y la respuesta estructural, se juzgó prudente establecer este requisito mínimo de diseño hasta que no estén disponibles mayores experiencias y conocimientos sobre el comportamiento de estructuras de período largo sujetas a niveles altos de movimientos del terreno.

**Factor del sistema estructural R :** Para un sistema estructural y calidad de materiales dados, el valor de R es una medida de la habilidad del sistema para soportar deformaciones inelásticas cíclicas sin llegar a un colapso. Como tal, forma parte del denominador de la fórmula del coeficiente sísmico de diseño de tal manera que las cargas de diseño decrezcan o sean menores para sistemas con capacidad de deformación inelástica grande.

#### C4.2.2 Período de la estructura:

1) **Método A:** La fórmula del período en este método se adoptó del ATC 3-06, donde originalmente se aplicaba solamente a sistemas A. Modificaciones subsecuentes la hacen aplicable a todos los sistemas.

Los valores de  $C_t$  dados en la Norma Técnica intentan fijar un límite inferior del período para estructuras diseñadas de acuerdo con las disposiciones de la misma Norma. Mediciones recientes del período en edificios, han demostrado que la ecuación (4.3) proporciona predicciones entre el 80% y el 90% de los menores valores de los períodos medidos.

Se reconoce que los valores para  $C_t$  proporcionan períodos estimados menores que la mayoría de los valores medidos en el rango elástico y definitivamente, mucho menores que los valores medidos para la condición de sección agrietada en edificios de concreto y para el estado de fluencia parcial en edificios de acero. Sin embargo, estos valores de período estimado para cada material proporcionan valores de diseño que se consideran apropiados y consistentes con experiencias de diseño anteriores.

Para sistemas resistentes a fuerzas laterales con paredes de corte básicamente continuas en toda su altura, la expresión (4.4) ha sido adaptada para representar la configuración y las propiedades de los materiales de este sistema.

2) **Método B:** El método B permite la evaluación del período T ya sea para la expresión del tipo Rayleigh, Ec.(4.5), o por cualquier otro análisis adecuadamente sustentado. Si un modelo matemático ha sido formulado para el análisis dinámico, entonces el período del primer modo de vibración en una dirección principal dada puede ser utilizado para este valor de T.

El uso del método B limita el cortante basal a no menos del 80% del valor dado por el método empírico A. Nótese que el

80% limita esencialmente el período T del método B a ser menor o igual a 1.4 veces el período T del método A (ya que.....  $(1.0/0.8)^{3/2}=1.4$ ) en el rango donde  $C_s$  es inversamente proporcional a  $T^{2/3}$ .

#### C4.3 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA LATERAL.

La expresión (4.6) para la distribución vertical de las fuerzas laterales está basada en una variación lineal de aceleraciones influenciada primordialmente por el modo fundamental y la expresión (4.7) para  $F_t$  considera el efecto de los modos superiores en la parte alta de la estructura.

Cuando la estructura sea significativamente irregular, deberán utilizarse métodos alternos de distribución de fuerzas tales como los indicados en el capítulo 5.

Como caso especial para el cálculo de  $F_t$ , cuando se utilice el método B para la evaluación del período y el valor de  $C_s$  esté controlado por el 80% de  $C_s$  obtenido utilizando T del método A, será necesario utilizar un valor especial de T para determinar el valor de la fuerza  $F_t$ .

#### C4.4 DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE.

C4.4.1 Deben tomarse en cuenta algunas consideraciones al modelar la estructura cuando los elementos resistentes verticales son lo suficientemente altos como para que tengan deformaciones por flexión significativas. La rigidez de estos elementos puede diferir sustancialmente de las rigideces obtenidas por el método simple de calcular las rigideces piso por piso. También pueden ocurrir diferencias considerables en la distribución de cortantes cuando las deformaciones del diafragma han sido consideradas, comparadas con los resultados obtenidos al considerar el diafragma completamente rígido.

La ubicación y distribución de todos los pesos considerados para obtener la respuesta al movimiento sísmico no pueden ser determinados con una certeza total; los requisitos para el desplazamiento de las masas en cada nivel fue introducido para tomar en cuenta esta condición, además de otros indicados en los comentarios de C4.4.2 a C4.4.5. Estos requisitos son aplicables a todas las estructuras, ya sea que el diafragma sea rígido o flexible.

C4.4.2 Cuando la deformación del diafragma sea mayor que dos veces el desplaza-

miento asociado de entrepiso, entonces se considera que el diafragma es flexible. Aquí el término flexible implica que el diafragma puede ser modelado como una viga simplemente apoyada entre los elementos resistentes verticales es decir, sin considerar la continuidad de los apoyos. Cuando la deformación del diafragma sea menor o igual al doble del desplazamiento del entrepiso, entonces las disposiciones de esta sección son aplicables. En la mayoría de los casos, el diafragma puede ser idealizado como "Completamente Rígido" sin deformaciones en su plano; sin embargo, existen configuraciones estructurales con variables tales como elementos resistentes verticales que tienen grandes diferencias de rigidez o salientes entre los pisos, y diafragmas con formas irregulares y/o aberturas en donde el diseñador debe de investigar los efectos de deformación del diafragma. Los resultados más críticos obtenidos de considerar el modelo "Completamente Rígido" o "Flexible" deben ser los utilizados en el diseño.

**C4.4.3 y C4.4.4** Los momentos torsionales horizontales accidentales están especificados para tomar en cuenta: 1) Las diferencias entre el modelo analítico asumido y la estructura real; 2) La distribución real no uniforme de la carga muerta y la carga viva; 3) Las excentricidades en la rigidez del sistema debido a elementos no estructurales tales como escaleras y particiones internas; y/o 4) Los impulsos de cargas que puedan producir torsión en la estructura debido a las diferencias en el movimiento sísmico del terreno a lo largo de la cimentación. Por ejemplo, el efecto de ondas sísmicas puede inducir movimientos torsionales en estructuras que tengan dimensiones muy alargadas en planta.

**C4.4.5** El factor de amplificación torsional  $A_x$  intenta representar la amplificación de la excentricidad causada por la fluencia de los elementos perimetrales. Este factor proporciona un control simple y efectivo en aquellos sistemas que pudiesen tener fluencia torsional excesiva en un piso dado. Estos requisitos intentan evitar mecanismos potenciales de falla torsional asegurando que la estructura pueda tener resistencia y rigidez para soportar los efectos torsionales calculados y accidentales. En el cálculo de  $A_x$  mediante la expresión (4.9), el valor de  $\delta_{prom}$  deberá ser determinado a partir de los desplazamientos resultantes utilizando los mismos momentos torsionales para evaluar  $\delta_{max}$ .

El análisis torsional utilizando la torsión accidental amplificada deberá repe-

tirse hasta que la expresión (4.9) proporcione un valor de  $A_x$  menor o igual al valor de  $A_x$  determinado anteriormente para evaluar los desplazamientos.

#### C4.5 VOLTEO.

Las disposiciones que en la Norma Técnica se estipulan para la rigidez y resistencia de los elementos destinados a redistribuir el momento de volteo o de los elementos con discontinuidades que forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales, intentan prevenir sus fallas locales o colapso.

Dichos elementos deberán diseñarse para que posean:

- El detallado especial compatible al detallado de los elementos adyacentes a la discontinuidad.
- La capacidad necesaria para el desarrollo de la resistencia en los elementos adyacentes.
- La capacidad para resistir, al menos,  $3(R/8)$  veces las cargas sísmicas de diseño.

#### C4.6 DETERMINACION Y LIMITES DE LA DERIVA DE ENTREPISO.

La deriva de entrepiso es el máximo desplazamiento lateral de un entrepiso, es decir, el máximo desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso inferior. Los desplazamientos laterales máximos o totales  $\delta_x$  de cada nivel o piso son calculados multiplicando los desplazamientos laterales elásticos  $\delta_{xe}$  determinados por un análisis elástico por el factor de amplificación de desplazamientos  $C_d$  dado en la Tabla 8. El análisis elástico debe realizarse para el sistema estructural resistente a fuerza sísmica, utilizando las fuerzas sísmicas de diseño prescritas en esta Norma Técnica y considerando el edificio empotrado en su base. Otras rigideces distintas a las del sistema resistente a fuerzas sísmicas no deben incluirse ya que no son valores confiables a niveles altos de deformación inelástica. Los desplazamientos deben determinarse tomando en cuenta el efecto de la rotación de las uniones entre miembros, las deformaciones por cortante de los entrepisos, la deformación axial del conjunto de los elementos resistentes a carga lateral y las deformaciones por cortante y flexión de las paredes de cortante y marcos arriostrados.

Con el propósito de verificar los límites

de la deriva  $\Delta$ , los desplazamientos elásticos  $\delta_e$  pueden calcularse utilizando las fuerzas sísmicas correspondientes al período fundamental del edificio, según lo indica el método B sin considerar la limitación del 80% del cortante basal obtenido utilizando el valor T dado por la ecuación (4.2).

Si el efecto P-Delta determinado en la sección 4.7 es significativo, la deriva de entrepiso debe incrementarse multiplicándola por el factor de incremento resultante.

Existen muchas razones para establecer límites en la deriva de entrepiso. Una es controlar el nivel de deformación inelástica de los miembros. Consideraciones de estabilidad de la estructura también indican que su flexibilidad debe ser controlada. La estabilidad de los elementos estructurales bajo la acción de deformaciones elásticas e inelásticas causadas por sismos es una función directa de los momentos flexionantes y las fuerzas axiales de sus miembros. La estabilidad de la estructura puede garantizarse, limitando la deriva de entrepiso sobre los elementos que soportan las cargas verticales, minimizando de esta manera los momentos de segundo orden que son generados por las cargas verticales al actuar sobre los desplazamientos laterales (efecto P-Delta), de otra manera una deriva de entrepiso mayor con cargas verticales altas puede producir valores significativos de los momentos de segundo orden. Edificios sujetos a fuerzas sísmicas necesitan un control de la deriva de entrepiso a fin de minimizar los daños a elementos que no forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas tales como particiones, cuberos de elevadores, escaleras, vidrios y otros elementos frágiles y, más importante aún, a minimizar la demanda de movimiento diferencial en las juntas sísmicas (o de deslize) con elementos no estructurales importantes. Dado que un control general de daños por razones económicas no es un objetivo de esta Norma y que el estado de conocimientos sobre este tema no está muy desarrollado, los límites de la deriva de entrepiso han sido establecidos sin tomar en cuenta la relación entre el costo actual de futuras reparaciones y el costo estructural de limitar más la deriva de entrepiso. Esta consideración de costos deben ser analizadas entre el propietario del edificio y el responsable del diseño estructural.

Los valores admisibles,  $\Delta$ , de la deriva de piso dado en la Tabla 8, en lo concerniente a la seguridad de la vida de las personas y al control de daños, reflejan una seguridad adecuada aunque no absoluta cuando los elementos no estructurales frágiles, están adecuadamente construidos según lo indicado en la Norma Técnica.

Para proveer un mejor comportamiento acorde con la importancia del edificio, los límites de la deriva de piso son más restrictivos para los edificios con categoría de ocupación I que para los de las otras categorías. Los límites de la deriva de piso para los edificios bajos con acabados no frágiles son ahora más liberales; cuando estos límites sean utilizados, es recomendable tomar medidas especiales a fin de garantizar que los elementos no estructurales importantes puedan acomodar este valor de la deriva de entrepiso.

Las limitaciones de resistencia impuestas al nivel de las fuerzas sísmicas de diseño, pueden ocasionalmente proveer un adecuado control de la deriva de entrepiso; sin embargo, es de esperarse que el diseño de sistemas estructurales formados por marcos resistentes a momento, especialmente cuando son de acero estructural y el diseño de sistemas con paredes de corte esbeltas o marcos arriostrados, sea gobernado al menos en parte por consideraciones de control de la deriva de entrepiso.

En estructuras con períodos fundamentales de vibración muy elevados, el uso del Análisis Estático para evaluar la deriva de entrepiso puede volverse muy conservador, esto es debido a que la contribución del modo fundamental de vibración en el cálculo de la deriva de entrepiso es muy significativa y al hecho que para valores altos de T el valor de  $C_d$  dado por el análisis estático, resulta ser bastante conservador. Para este tipo de edificios con períodos muy altos, en donde el modo fundamental responde en la región de desplazamientos del espectro de respuesta (región en la cual los desplazamientos son independientes de la rigidez), el análisis modal especificado en el Capítulo 5 de la Norma Técnica es recomendado para este propósito, aunque no sea requerido por la sección 3.9.

Las separaciones entre edificios y las juntas sísmicas o deslizes, son separaciones entre dos edificios adyacentes o entre partes de un mismo edificio, con el propósito de permitir a los edificios adyacentes o a las partes del edificio,

responder independientemente ante movimientos del terreno. Si todas las partes de una estructura no han sido diseñadas y construidas para actuar como una sola unidad, deberán separarse por juntas sísmicas (desligarse). En estructuras irregulares donde no puede esperarse que todas sus partes actúen confiablemente como una sola unidad, deben proveerse juntas sísmicas para separar el edificio en unidades, cuya respuesta independiente ante temblores pueda ser determinada en forma confiable.

Aunque la Norma Técnica no establece valores definidos para las separaciones, se requiere que la separación sea la suficiente para evitar el contacto dañino al presentarse los desplazamientos totales " $\delta$ ". Es recomendable entonces que dicha separación sea igual a la suma de los desplazamientos totales de las dos unidades, esto involucra desde luego que la magnitud de la separación va incrementándose con la altura. Si puede demostrarse que el efecto del contacto o golpeteo entre las partes no es dañino, esta separación puede ser reducida. Para estructuras con paredes de corte muy rígidas y con diafragmas rígidos cuyos desplazamientos horizontales no puedan ser razonablemente estimados, se sugiere utilizar separaciones de cuando menos 2 cms. hasta una altura de 6 mts., incrementándose 1 cm. por cada 3 mts adicionales de altura.

#### C4.7 EFECTOS P-DELTA.

Los efectos P-Delta en un determinado entrepiso son debidos a la excentricidad de las cargas gravitacionales existentes arriba de ese entrepiso. Si la deriva elástica de entrepiso ocasionada por las fuerzas sísmicas prescritas en el capítulo 4 es  $\Delta_e$ , los momentos flexionantes en el entrepiso se aumentan en un valor igual a  $\Delta_e$  veces la carga gravitacional que actúa en la parte superior de dicho entrepiso. El coeficiente entre el momento de entrepiso P-Delta y el momento de entrepiso debido a las fuerzas laterales de diseño es denominado coeficiente de estabilidad  $\theta$ . Si el coeficiente de estabilidad  $\theta$  en todos los entrepisos es menor que 0.10, los efectos P-Delta pueden ser despreciados. Si el coeficiente de estabilidad  $\theta$  es mayor que 0.10 en cualquier entrepiso, los efectos P-Delta en la deriva de entrepiso, cortantes, fuerzas internas en miembros, ect., para todo el edificio deben ser evaluados mediante un análisis racional. Un procedimiento aceptable para evaluar el efecto P-Delta, que esta basado en la teoría de estabilidad elástica, es la

siguiente:

1- Calcular para cada entrepiso el factor P - Delta de amplificación,  $a_d \theta / 1 - \theta$ , donde

$a_d$  toma en cuenta el efecto multiplicador sobre la deriva elástica inicial, que conduce a otro incremento en la deriva, el cual a su vez, conduce a otro incremento y así sucesivamente. Es decir el factor de amplificación es:

$$1 + \theta + \theta^2 + \theta^3 + \dots \text{ o sea } 1 / 1 - \theta, \text{ o bien } 1 + a_d.$$

2- Multiplicar el cortante de cada entrepiso por su respectivo factor  $(1 + a_d)$  y recalcular los cortantes de entrepiso, momentos de volteo y el resto de los efectos sísmicos correspondientes a estos cortantes amplificados.

Este procedimiento verifica efectivamente la estabilidad elástica de una estructura sobre la base de su rigidez inicial. Aún cuando el uso de una rigidez inelástica representaría en forma más precisa el efecto P-Delta en el rango inelástico de la respuesta de la estructura, la incertidumbre sobre el verdadero efecto de la respuesta dinámica en el comportamiento P-Delta y el hecho que las fallas por inestabilidad de la estructura raramente ocurren en edificios ya construidos, conducen a que el cálculo del coeficiente de estabilidad  $\theta$  continúe basándose en la rigidez elástica de la estructura.

Las razones principales por las cuales prácticamente no se han observado fallas por inestabilidad estructural pueden resumirse así:

- 1- Muchas estructuras poseen una resistencia superior a la que está implícita en el nivel de fuerzas sísmicas prescritas en la Norma Técnica. Esta sobrerresistencia, proporciona una protección a la estructura contra fallas por inestabilidad.
- 2- La propensión a fallas por inestabilidad de la estructura disminuye al aumentar el nivel de sismicidad de la zona. Esto es debido a que la rigidez de la mayoría de los edificios diseñados para movimientos sísmicos severos, es significativamente mayor que la rigidez de los edificios diseñados para movimientos sísmicos relativamente bajos o para fuerzas de viento.

La Norma Técnica incluye un nuevo requisito para el coeficiente de estabilidad  $\theta$

calculado el cual consiste en que éste no debe exceder de  $0.25 \text{ ó } 0.7/\beta C_d$ , donde  $\beta C_d$  es la demanda de ductilidad ajustada, la cual toma en cuenta que la demanda de resistencia sísmica puede ser menor que la proporcionada por los requisitos de la Norma Técnica. El propósito de este nuevo requisito es proteger a la estructura de la posibilidad de una falla de inestabilidad después de la ocurrencia de un movimiento sísmico severo, ante el cual la estructura ha sufrido deformaciones permanentes.

aceleración vertical del terreno.

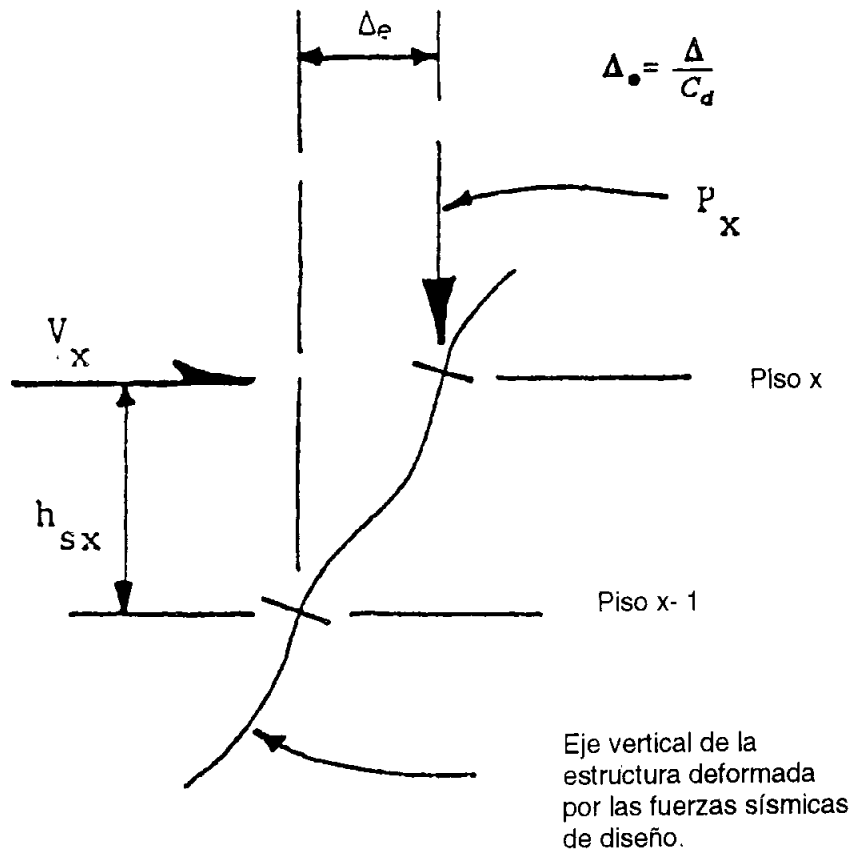
El cálculo de  $\beta$  requiere que se calcule para cada entrepiso la resistencia demandada y la resistencia proporcionada. La resistencia demandada puede calcularse simplemente factorizando las fuerzas cortantes de los entrepisos, obtenidos por los procedimientos descritos en la Norma Técnica, la resistencia proporcionada puede calcularse como el cortante en el entrepiso bajo consideración, que ocurre simultáneamente con la aparición de la primera fluencia en cualquier parte de la estructura, para esto la estructura debe cargarse con una distribución de fuerzas laterales proporcional a la utilizada para calcular la demandada. Un procedimiento sencillo y conservador es calcular la relación demanda/resistencia para cada miembro del sistema resistente a carga lateral en un entrepiso cualquiera y tomar  $\beta$  igual al mayor valor obtenido.

En muchas estructuras flexibles el proporcionamiento de sus elementos estructurales está gobernado por requisitos de control de la deriva de entrepiso, por lo tanto dichos elementos poseen una resistencia mayor que la demandada, consecuentemente  $\beta$  es menor que 1.0: esto tiene el efecto de reducir la demanda de la parte inelástica de la deriva de entrepiso, razón por la cual  $\beta$  multiplica a  $C_d$ .

#### **C4.8. COMPONENTE VERTICAL DE LAS FUERZAS SISMICAS.**

Las cargas muertas en los miembros eliminan usualmente los problemas que podrían resultar de aceleraciones verticales hacia abajo. Por otra parte, los factores de carga reglamentarios proporcionan, en la mayoría de los casos, seguridad contra fallas de aceleraciones verticales hacia arriba.

Se considera necesario proporcionar una seguridad adicional a las vigas en voladizo y las preesforzadas, por ser los elementos más vulnerables a los efectos de la



$\Delta_e$  = Deriva elástica del entrepiso  $x$ .

$\Delta$  = Deriva del entrepiso  $x$  (definida en la sección 4.6.1).

$V_x$  = Fuerza cortante sísmica de diseño actuando en el entrepiso  $x$

$h_{sx}$  = Altura del entrepiso que está bajo el piso  $x$ .

$C_d$  = Factor de amplificación de desplazamientos horizontales.

$P_x$  = Carga gravitacional total actuando sobre el entrepiso  $x$ .

El coeficiente de estabilidad  $\theta$  está dado por  $\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d}$ .

#### SÍMBOLOS Y NOTACIONES PARA LOS EFECTOS P-DELTA



## CAPITULO 5

## ANALISIS DINAMICO

Este Capítulo proporciona requisitos mínimos, limitaciones y guías para realizar el análisis dinámico de estructuras. No se pretende dar una cobertura total sobre el tema y deberán consultarse referencias relativas al análisis dinámico para los procedimientos detallados del mismo.

## C5.1 ALCANCES.

El uso de estos procedimientos de análisis incorpora aspectos dinámicos de la respuesta sísmica en el proceso de diseño. El análisis dinámico no proporcionará necesariamente respuestas estimadas congruentes con el comportamiento sísmico real ni dará todas las respuestas o soluciones a los problemas de diseño sísmico. La exactitud de los resultados depende de muchas cosas, entre otras:

1) Las simplificaciones asumidas en el procedimiento de cálculo.

2) La adecuada asignación a los valores de las propiedades de los materiales, de las dimensiones de las estructuras, de los coeficientes de amortiguamiento y otras características.

3) La similitud entre el modelo y la estructura real y sus condiciones de cimentación.

4) La adecuada representación del máximo impulso sísmico esperado en el sitio.

5) La correcta interpretación del análisis.

El análisis dinámico puede, sin embargo, ser de gran ayuda en el proceso de diseño sísmico, por que clarifica ciertos aspectos importantes de las características de respuesta dinámica de la estructura que no son fáciles de visualizar en el procedimiento de la fuerza lateral estática. Entre

otros:

1) El efecto de las características dinámicas de la estructura en la distribución de las fuerzas laterales con la altura, la cual puede diferir con la distribución lineal considerada en el procedimiento estático.

2) La existencia de modos normales con componentes significativos de movimiento torsional, que pueden conducir a incrementar las cargas dinámicas en los sistemas resistentes.

3) Los efectos de la estructura en los modos más altos de respuesta, que pueden contribuir sustancialmente a las deformaciones y fuerzas cortantes de piso.

El procedimiento de análisis dinámico fue desarrollado para establecer en forma más real la distribución de fuerzas en algunas estructuras a menudo considerablemente diferentes a las del procedimiento estático. Como ejemplo, tales diferencias pueden ocurrir en edificios con entrantes severos, con configuraciones inusuales y con variaciones significativas en las derivas de piso. Implícita en estas disposiciones de análisis dinámico, está la hipótesis de que el análisis será normalmente realizado utilizando un programa de computadora, de tal manera que dichas disposiciones están formuladas en ese sentido.

Los valores de las fuerzas de diseño obtenidas a partir del cortante basal calculado según la Ecuación (4.1) se emplean a nivel de esfuerzos permisibles incrementados en 33%, los cuales equivalen a valores entre el 70% y el 80% de las resistencias de fluencia. El análisis elástico lineal puede por lo tanto, utilizarse a este nivel, para obtener las fuerzas en los miembros y los desplazamientos. Reconociendo que la respuesta elástica total de la estructura puede conducir a un cortante basal mucho mayor, es evidente que los desplazamientos estructurales debidos al máximo sismo esperado estarán dentro de un rango inelástico. Con el control de las irregularidades estructurales dadas en la Norma Técnica, se asume que los desplazamientos en la estructura inelástica pueden estimarse mediante un factor apropiado que multiplica la respuesta de desplazamiento de la estructura elástica. Por lo tanto, el análisis lineal elástico puede ser utilizado para el cálculo de las fuerzas de diseño en los miembros para niveles de carga inferiores a la fluencia y para evaluar los desplazamientos en los miembros para cargas más allá de la fluencia. La capacidad de disipación de energía de la estructura para estos desplazamientos inelásticos, será función del de sistema estructural seleccionado y del deta-

llado del diseño. Los conceptos utilizados por el diseñador son elementos críticos para el diseño sismo-resistente y deben de reconocerse como tal.

### **C5.2 MOVIMIENTO DEL TERRENO.**

Esta sección describe los tipos de representación de los movimientos sísmicos del terreno, principalmente mediante un espectro de respuesta, el cual puede ser utilizado en el análisis dinámico. Los resultados de un análisis dinámico son normalmente sensitivos a la estimación de la intensidad y frecuencia contenidas en el movimiento del terreno. El espectro puede definirse en base a dos características: forma y amplitud. Para el diseño de estructuras utilizando la Norma Técnica, la forma del espectro de diseño es más importante que la magnitud, debido a que la respuesta estructural dinámica se limita de acuerdo con la sección 5.4.1.3. La duración del movimiento del terreno, que también es un factor importante en la respuesta del edificio, no está directamente representada por los espectros de respuesta. Sin embargo, dentro la Norma Técnica, la duración representativa del mayor movimiento del terreno está implícita en las disposiciones especiales para sistemas y elementos. Estas disposiciones intentan proporcionar niveles estables de resistencia bajo múltiples ciclos reversibles de deformaciones inelásticas.

### **C5.3 MODELO MATEMATICO.**

Un modelo matemático es la representación idealizada y simplificada de una estructura compleja, que facilite el cálculo de la respuesta estructural para propósitos de diseño. El modelar es un arte en el cual las características más importantes de la estructura están sintetizadas en una representación matemática, para el cálculo de la respuesta dinámica.

Las estructuras regulares, en la mayoría de los casos, pueden representarse adecuadamente mediante modelos uni o bidimensionales, en donde la torsión accidental se incluye a través de cálculos adicionales. Estructuras irregulares, muy complejas o con grandes excentricidades entre los centros de masa y de resistencia, requerirán análisis tridimensional.

Hay una serie de hipótesis básicas que son comunes a la mayoría de los modelos analíticos: la estructura se asume como linealmente elástica; se considera aplicable la teoría de pequeñas deformaciones; la

masa estructural se supone concentrada en los nudos; y el amortiguamiento se considera viscoso.

Los modelos tridimensionales son requeridos cuando el uso de modelos bidimensionales no reflejan alguna información significativa. Debe notarse que los modelos bidimensionales no toman en cuenta los efectos ortogonales y torsionales en la estructura.

En relación a los nudos, al modelar las vigas y/o columnas de las estructuras, los elementos se consideraran normalmente concentrados en sus ejes principales y se representan como líneas. La intersección de tales líneas en los nudos del modelo son los puntos de conexión física en la estructura real. En modelos matemáticos, estos puntos de conexión física (llamados nudos) se ubican normalmente como puntos adimensionales. Para vigas y columnas relativamente esbeltas, la hipótesis de tamaño despreciable del nudo es satisfactoria. Sin embargo, cuando las vigas y columnas poseen un peralte significativo la estructura total es más rígida que la representada por la hipótesis de adimensionalidad del nudo y éste debe de considerarse en la formulación del modelo.

### **C5.4 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS.**

La Norma Técnica incluye dos métodos de análisis dinámico aunque se espera que la mayoría de diseñadores utilicen los procedimientos de análisis por espectros de respuesta. El procedimiento de análisis paso a paso se incluye para ser utilizado cuando resulte importante representar las características de respuesta inelástica o incorporar efectos dependientes del tiempo.

#### **C5.4.1 Análisis por espectros de respuesta.**

El análisis sísmico por espectros de respuesta es el método más usado para diseñar edificios. Se recomienda que el diseñador realice previamente un análisis estático equivalente que ayude a verificar el modelo y a proporcionar las bases de comparación con los resultados del espectro de respuesta.

**1) Número de modos:** El enfoque analítico para determinar el número de modos significativos es garantizar que el 90% de la masa de la estructura participe en el cálculo de la respuesta para cada dirección horizontal principal.

2) **Combinación de modos:** Las respuestas máximas, tales como fuerzas y desplazamientos en cualquier elemento de la estructura, deberán ser evaluadas para cada modo de participación y esta respuesta modal individual puede combinarse para evaluar la respuesta total de la estructura, de acuerdo con los procedimientos de combinación modal descritos en la Norma Técnica. El mismo método de combinación modal deberá de utilizarse para cada tipo de respuesta. Debe notarse que en el análisis modal cuando se combinan las fuerzas modales para obtener las respuestas máximas, éstas no forman un sistema en equilibrio. Esto ocurre debido a que las máximas respuestas no son simultáneas. El equilibrio de fuerzas, la compatibilidad de deformaciones y la congruencia entre ambos se cumple únicamente en cada modo.

Métodos como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) y la combinación cuadrática completa (CCC), utilizados para combinar los efectos de varios modos, son aproximados y toman en cuenta la condición de que todas las máximas respuestas modales no ocurren a la vez. No hay seguridad de que estos métodos produzcan resultados conservadores; sin embargo, bajo las condiciones apropiadas, cada método producirá resultados con una precisión aceptable.

La efectividad del método (RCSC) depende de la relación entre períodos modales y del porcentaje de amortiguamiento modal crítico. Este método será aceptable cuando el porcentaje de amortiguamiento modal crítico no sea mayor del 5% y la relación de períodos de cualquier modo superior a modo inferior no sea mayor a 0.75. Para porcentajes mayores de amortiguamiento crítico o relaciones mayores entre períodos modales, los efectos de acoplamiento modal pueden llegar a ser importantes. Tales efectos no son tomados en cuenta por el método (RCSC), pero están incorporados cuando se utiliza el método (CCC). Este método realiza una combinación modal adecuadamente sustentada y tiende al método RCSC cuando los períodos modales están bien espaciados y el porcentaje de amortiguamiento modal crítico es pequeño; por lo tanto, el método CCC producirá siempre una combinación modal aceptable. El porcentaje de amortiguamiento crítico usado en el método CCC debe corresponder al utilizado en el espectro de respuesta.

La combinación modal presenta algunos problemas importantes en la interpretación de resultados: primero, todas las respuestas calculadas son positivas; segundo, el valor asociado a cada respuesta puede

corresponder a diferentes instantes. En consecuencia el equilibrio de miembros y nudos no puede revisarse y los momentos, cortantes y deformaciones en puntos que no sean nudos del modelo, no pueden calcularse directamente. El diseñador necesita tomar en cuenta esta condición y debe asignar signos a cada respuesta para asegurar que los resultados sean conservadores. Una revisión de los modos individuales puede ser útil para asignar los signos. Algunas disposiciones requieren que el diseñador sepa si el miembro está en curvatura simple o doble y para determinar esta condición se puede utilizar el modo predominante de respuesta.

3) **Evaluación de resultados:** El nivel de fuerza sísmica en el análisis estático refleja la influencia del período fundamental, de la ductilidad y del amortiguamiento (disipación de energía) para los diversos sistemas estructurales especificados. Esta sección limita la reducción del cortante basal calculada por análisis modal dinámico, comparado con aquel que resulta del análisis sísmico estático. Aunque alguna reducción, cuando y donde ocurra, se justifica por que el análisis dinámico produce una más cercana representación de la respuesta sísmica, alguna limitación a dicha reducción resulta necesaria debido a que los períodos de vibración reales pueden sobreestimarse en el cálculo, al desprestigiar las rigideces de elementos que no forman parte del sistema resistente y de otros elementos no estructurales; además, el estudio de los efectos de sismos pasados en edificios existentes muestra, en general, consistencia adecuada con el nivel de cortante basal definido por el coeficiente sísmico en el análisis estático.

Cuando el cortante basal resultante de un análisis dinámico sea menor que el cortante basal estático se requiere que el primero se incremente conforme a 5.4.1.(3) de la Norma Técnica. Todos los parámetros correspondientes también deben cumplir con este incremento.

Se considera que los procedimientos dinámicos proporcionan una distribución de fuerzas más precisa; por lo tanto, para estructuras regulares, se permite una reducción máxima hasta el 90% del cortante basal estático.

Dado que el cortante basal estático calculado por el método B permite una reducción máxima hasta el 80% del cortante basal estático según el método A, ambas reducciones podrían ser acumulativas en estruc-

turas flexibles. Para prevenir resultados de cortante basal excesivamente bajos, se establece la reducción para el cortante basal máximo hasta el 80% del cortante obtenido por el método A. Este último límite no es requerido para el ajuste de desplazamientos.

**4) Efectos direccionales:** Los efectos del movimiento vertical del terreno sobre voladizos y elementos presforzados pueden ser evaluados utilizando el análisis dinámico; sin embargo, las fuerzas resultantes no deben ser menores que las requeridas por los procedimientos de la fuerza lateral estática, según 4.8 de la Norma Técnica.

**5) Torsión:** La ocurrencia de movimientos torsionales significativos conduce a un incremento de cargas en el sistema resistente a fuerzas laterales del edificio y por lo tanto es una importante consideración en el diseño sísmico. Tales movimientos torsionales pueden estar acoplados fuertemente con el movimiento lateral del edificio, si existen grandes excentricidades en planta y si las frecuencias naturales de los modos normales de vibración están muy próximas entre sí. Para tales condiciones, deberá utilizarse un modelo tridimensional para efectuar el análisis dinámico y usar el procedimiento de la combinación cuadrática completa (CCC) para combinar las máximas respuestas modales.

Los efectos torsionales accidentales también se requieren en los procedimientos de análisis dinámico. Los movimientos torsionales pueden ocurrir en un edificio aún si sus centros de masa y resistencia son coincidentes y las frecuencias naturales de sus modos predominantes de vibración están bien espaciadas. Tales movimientos torsionales se definen como torsión accidental y pueden provenir de muchos factores no considerados normalmente en el análisis dinámico de los edificios, tales como: 1) Variación espacial del movimiento horizontal; 2) Componente rotacional del movimiento del terreno; 3) Efectos de elementos no estructurales (divisiones, escaleras, etc.) en la rigidez del edificio; 4) Distribución real de cargas vivas y muertas; 5) Incertidumbre al definir las propiedades de los materiales del edificio.

Para tomar en cuenta tales efectos, pueden calcularse los momentos torsionales debidos a la torsión accidental, utilizando los procedimientos estáticos dados en 4.6 y luego distribuirlos a los diferentes miembros del sistema resistente a fuerzas laterales.

Para el análisis dinámico en estructuras con diafragma no flexible, deberá desplazarse la masa en el modelo dinámico para los distintos sentidos de la excentricidad accidental especificada y utilizar un análisis tridimensional para evaluar los efectos correspondientes.

#### C5.4.2 Análisis paso a paso.

El procedimiento con acelerogramas, descrito en esta sección, utiliza una representación del movimiento sísmico dependiente del tiempo. El procedimiento es aplicable a modelos elásticos o inelásticos de una estructura y calcula la respuesta dinámica dependiente del tiempo, a través de una integración numérica de las ecuaciones del movimiento. Los procedimientos de análisis de acelerogramas son generalmente más complejos de desarrollar que los procedimientos de análisis por espectro de respuesta. Este incremento en complejidad y costo no es una garantía para la mayoría de estructuras, en vista de las incertidumbres al plantear el modelo y al ensamblar el acelerograma adecuado. Sin embargo, tales procedimientos tienen ventajas sobre los métodos de espectro de respuesta, para situaciones especiales, donde es importante representar un comportamiento inelástico o calcular las características de respuesta dependientes del tiempo.

Cuando el diseñador, utilice el procedimiento de análisis paso a paso, debe contar con una información completa, para lograr que la estructura propuesta cumpla con los niveles de fuerza permitidos en la Norma Técnica.

## CAPITULO 6

REQUISITOS DE DISEÑO PARA  
ENSAMBLAJE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

## C6.1 GENERALIDADES.

C6.1.1 Los requisitos para el detallado estructural son, por lo menos, tan importantes como aquellos establecidos para las fuerzas y los desplazamientos. Las expresiones para el cálculo de las fuerzas de diseño asumen que estos requisitos se han cumplido. No acatar las disposiciones de esta sección, en cualquier elemento estructural, puede conducir a la fragilidad de un eslabón en la cadena estructural y comprometer, por tanto, la estabilidad de la estructura como un todo.

C6.1.2 Y C6.1.3 Las cargas sísmicas son de naturaleza cíclica, produciendo alternativamente fuerzas de tensión y de compresión en los elementos sometidos a volteo por efecto de las fuerzas laterales. Existe incertidumbre en relación a la carga muerta como efecto opuesto al levantamiento, por lo que se requiere en el diseño que se considere únicamente el 90% de dichas cargas muertas. Este requisito se satisface con la combinación de cargas de la ecuación 3) del Reglamento.

## C6.1.4. Efectos Ortogonales

Estas disposiciones intentan cubrir aquellas condiciones en que diferentes cargas direccionales podrían sobreesforzar miembros del sistema resistente a fuerzas laterales. Esto puede ocurrir cuando exista irregularidad torsional o un sistema estructural no paralelo o donde un miembro dado (usualmente una columna de esquina) es parte de la intersección de los sistemas resistentes a fuerzas laterales. Son de especial interés aquellas estructuras con irregularidades en planta que puedan causar que la estructura se deforme en una dirección perpendicular a aquella en que se mueve el terreno y aquellas estructuras

que no tienen sistemas ortogonales resistentes a fuerzas laterales.

La palabra ortogonal se usa puesto que toda carga horizontal puede ser representada por dos componentes ortogonales, una de las cuales se dispone generalmente paralela al eje principal de la estructura.

## C6.1.4(1) y C6.1.4.(2)

Se proponen dos métodos para la combinación de efectos ortogonales. El primer método, probablemente el más usado, consiste en la aplicación del 100% de las fuerzas en los miembros debido a las cargas aplicadas en una dirección más el 30% de las aplicadas en la dirección ortogonal. Dene notarse que los términos pueden ser positivos y negativos en determinado instante.

En el caso de columnas cuya carga sísmica axial en cualquier dirección es menor que el 20% de la capacidad axial permisible de la columna, puede omitirse el efecto ortogonal establecido en el párrafo anterior, sin incurrir en error apreciable, ya que el incremento sería nada mas  $(0.30 \times F_{ax} \times 0.20) = 0.06 F_{ax}$ .

EL otro método para la combinación de los efectos ortogonales consiste en la aplicación del cálculo probabilístico de RCSC o CCC y se utiliza principalmente en los análisis efectuados por computadora.

Nótese que para el caso del análisis modal por espectro de respuesta, los efectos para cada dirección ortogonal son los valores combinados, obtenidos por medio de RCSC o CCC, de cada valor de respuesta modal. Debido a que en este método se pierde el signo de los valores, su uso requiere un especial cuidado, ya que no proporciona equilibrio en los miembros.

## C6.2 SISTEMAS DE ENSAMBLAJE ESTRUCTURAL

## C6.2.2 Amarres y Continuidad

Las disposiciones de esta sección tienden a asegurar que todas las partes de la estructura actuarán como un todo sin que se produzca falla local, pérdida de soporte o colapso.

La práctica de dejar al fabricante o constructor de la estructura el detallado de las conexiones ha sido frecuente en nuestro medio, pero se prohíbe terminantemente en el Reglamento, debido a que fallas en la conexiones han sido una causa común de daños severos y colapsos en estructuras, a raíz de sismos pasados. Es indispensable que el diseñador detalle las conexiones y presente los requisitos correspondientes en los documentos de construcción, así como que se efectúe una inspección de campo

detaillada de dichas conexiones.

### C6.2.3 Elementos Colectores

Los elementos colectores son aquellos que unen los diafragmas de piso o techo con los elementos verticales resistentes a fuerza cortante. Es importante que estos elementos y sus conexiones sean diseñados para evitar deslizamiento o ruptura que, a su vez eviten que se desarrolle la disipación inelástica de energía, asumida para el sistema resistente a fuerzas laterales. En este sentido, debe dársele atención especial a las uniones entre pisos prefabricados o postensados y paredes de corte.

### C6.2.4 Diafragmas

La mayoría de sistemas resistentes a fuerzas laterales están compuestos de dos partes distintivas: el sistema vertical, que transmite las fuerzas laterales desde los niveles de masa a la base de la estructura y el sistema horizontal, que distribuye las fuerzas laterales a los elementos verticales.

El sistema horizontal puede consistir en un diafragma o un sistema de arriostramiento horizontal. Para la mayoría de estructuras, los diafragmas ofrecen el método más económico y eficiente para resistir y distribuir las fuerzas laterales en el plano horizontal. La economía al utilizar diafragmas es obvia, ya que generalmente están presentes en la estructura para soportar cargas verticales.

Un diafragma puede definirse, en términos simples, como una viga horizontal con formas variadas. Al visualizarlo como viga, ésta se compone de elementos conectados que forman alma y patín. El alma, o elemento resistente al cortante, lo forma la losa de piso o techo, los miembros de borde sirven como patines para resistir las tensiones o compresiones axiales resultantes de la acción flexionante; además, al actuar como viga, transfiere cargas horizontales a sus soportes. Sin embargo, la analogía del diafragma a viga no debe suponerse como completa y debe considerarse sólo como una aproximación. Los diafragmas poseen propiedades especiales, comparadas con las vigas normales que deben considerarse en el diseño, incluyendo:

1. El claro es usualmente muy corto en relación al peralte; por lo tanto, las secciones planas no se mantendrán planas, contrario a la hipótesis usual en el análisis por flexión.

2. Los esfuerzos cortantes en el alma y las deflexiones debidas a cortante, son relativamente más significativas que los esfuerzos y las deflexiones debidos a la acción flexionante.
3. Los componentes del diafragma (patín, alma y elementos de conexión), son a menudo fabricados con diferentes materiales. Los patines pueden ser las paredes normales a la dirección de carga del diafragma, y las fuerzas en el patín al centro del claro del diafragma podrían disminuir progresivamente debido a la reducción del momento flexionante hacia los bordes del diafragma. Se intenta que los miembros de borde que resisten estas fuerzas de patín sean ubicadas cerca de la vecindad del plano del diafragma.
4. Deflexiones relativas y absolutas bajo cargas laterales son a menudo limitaciones importantes de diseño.

Los diafragmas pueden funcionar como elementos muy rígidos, semirígidos o muy flexibles, dependiendo de sus propiedades y de las del sistema resistente vertical. Por lo tanto, resulta necesario determinar las deflexiones relativas de los diafragmas y de los elementos resistentes verticales; es decir, se necesita conocer las deflexiones absolutas de los diafragmas para lograr el control de los desplazamientos de la estructura, reduciendo por tanto, los daños potenciales.

Las deflexiones de diafragmas de concreto por cortante y flexión pueden determinarse mediante un análisis común de mecánica estructural que incluya todas las propiedades elásticas del diafragma. Las deflexiones para diafragmas metálicos, materiales compuestos o sistemas patentados, generalmente se establecen mediante fórmulas empíricas determinadas a partir de ensayos y estudios analíticos.

Se requiere un cuidado especial al diseñar los diafragmas. Las conexiones entre los diafragmas y los elementos resistentes verticales, las juntas de construcción, el efecto de aberturas y entrantes y la continuidad de los elementos de borde son todas consideraciones a tomar en cuenta; adicionales a la resistencia y rigidez del diafragma. Se recomienda una estricta supervisión para asegurar que los detalles de los diafragmas sean adecuadamente construidos.

La selección del tipo de diafragma a utilizar debe considerar, entre otras cosas, su interacción con el sistema resistente vertical. En edificios bajos de concreto o mampostería las deflexiones que puedan causar fallas en paredes estructurales o no estructurales deben de tomarse en cuenta. Para estructuras más altas, que posean elementos resistentes verticales con deflexiones significativas, es importante utilizar un diafragma rígido o sistema de arriostramiento para distribuir las fuerzas horizontales, ya que un diafragma flexible permitiría que los elementos del sistema resistente vertical vibraran independientemente uno respecto al otro.

Como se discutió anteriormente, deformaciones sustancialmente mayores que las correspondientes a las fuerzas de diseño especificadas, pueden producirse en macrosismos. Para elementos que soportan cargas gravitacionales, el diseñador deberá considerar que estos elementos de anclaje tengan capacidad para soportar las cargas correspondientes a deformaciones iguales a, por lo menos,  $C_d$  veces las deformaciones de diseño.

La carga sísmica real en el plano del diafragma es la resultante de las fuerzas inerciales, las cuales equivalen a la aceleración de respuesta, a nivel del diafragma, multiplicada por su masa distribuida. La ecuación (6.1) proporciona un método aproximado para determinar la resultante de esta distribución de carga para propósitos de diseño. El límite inferior prescrito previene que el coeficiente para esta fuerza de diseño sea menor que el coeficiente análogo para el cortante basal del edificio. El diseño de diafragmas es generalmente independiente del tipo de sistema resistente a fuerzas laterales seleccionado para el edificio; por lo tanto, el factor  $R$  no aparece en los límites superior e inferior de la ecuación (6.1). Estos límites están basados en consideraciones a las respuestas de modos superiores para varios niveles de la estructura y fueron seleccionados para que sean congruentes con los factores ( $C_p$ ) asignados a elementos no estructurales. El diafragma debe también diseñarse para transferir las fuerzas cortantes concentradas desde los elementos resistentes verticales arriba del diafragma, a los elementos resistentes verticales abajo del mismo diafragma, cuando existan cambios en las rigideces o en la ubicación en planta de estos elementos.

#### C6.2.5 Ensamble bajo la base

El objetivo de esta sección es asegurar que el sistema estructural bajo la base posee una adecuada ductilidad y capacidad para desarrollar las fuerzas y deformaciones inducidas por la superestructura. Sin estos requisitos, existe la posibilidad de grandes daños. En edificios con sistemas estructurales a base de marcos con detallado especial, marcos arriostrados o paredes de corte, el sistema estructural desde la base hasta la cimentación debe poseer el mismo grado de detallado especial o una capacidad significativamente mayor que el sistema de la superestructura.

Los efectos de volteo deben ser transmitidos a la cimentación, y sus elementos estructurales deben poseer la resistencia para desarrollar la capacidad de los elementos que soportan o las fuerzas máximas que ocurrirán en la fluencia total del sistema estructural.

#### C6.2.6. Separación entre edificios

La separación entre edificios es la distancia entre dos edificios adyacentes, o partes estructuralmente independientes de un mismo edificio. Su propósito es permitir que los edificios o sus partes respondan al movimiento sísmico en forma independiente. Efectos negativos de impacto han sido observados en sismos recientes. La separación especificada a base de los desplazamientos de diseño combinados para los dos edificios o partes y modificados por  $C_d$ , parece ser apropiada por el momento. La separación para prevenir efectos sísmicos es crítica para el diseño de nuevos edificios adyacentes a los ya existentes, ya que el comportamiento dinámico del edificio existente se desconoce usualmente. El diseñador debe ser conservador al estimar estos movimientos. El impacto es particularmente importante en casos donde estructuras adyacentes poseen diafragmas a niveles diferentes. Deben proporcionarse cuidados especiales para proteger contra el impacto a los elementos del sistema resistente a fuerzas laterales, asegurando que elementos potencialmente sujetos a impacto se detallen para mantener su capacidad de soporte a cargas verticales, en el caso de dañarse.

## CAPITULO 7

## FUERZAS LATERALES EN ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

## C7.1 GENERALIDADES

Esta sección es aplicable a partes de una estructura componentes no estructurales y equipos anclados a edificios y cuyo comportamiento dinámico no altera sustancialmente la respuesta del mismo. Las fuerzas de diseño para elementos anclados a edificios son generalmente mayores que las fuerzas utilizadas para el diseño del edificio mismo. Existen cuatro razones básicas para proporcionar un mayor grado de resistencia para los elementos anclados:

1. Las aceleraciones absolutas que actúan sobre los elementos dentro de un edificio, son generalmente mayores que las aceleraciones a nivel del terreno.
2. Una respuesta amplificada adicional puede ocurrir en los elementos, a menos que éstos sean muy rígidos.
3. Excepto cuando son fabricados y soportados por materiales dúctiles, los elementos carecen de la redundancia y/o capacidad de absorción de energía, que permita una reducción racional de los niveles de fuerzas equivalente a las utilizadas para el diseño de la estructura.
4. Se minimizan fallas en los anclajes.

## C7.2 FUERZA SISMICA TOTAL DE DISEÑO

C7.2.1 Los valores de  $F_p$  fueron establecidos considerando los resultados de análisis basados en una respuesta elástica lineal de estructuras de varios pisos, con configuraciones generalmente regulares. Estos análisis indican que para la mayor parte de las estructuras se cumple: 1) La aceleración pico de los pisos superiores puede ser del orden de tres o más veces las aceleraciones máximas del terreno; 2) Las aceleraciones pico, en los pisos superiores, medidas como un porcentaje de la gravedad oscilan entre 1.6 y 2.3 veces la relación máxima entre el cortante basal elástico y el peso del edificio; y 3) Las aceleraciones pico para los dos tercios superiores del edificio son aproximadamente constantes. Estos picos no ocurren a la vez para cada nivel de piso sino en tiempos diferentes, ya que los modos de vibración se combinan en forma distinta para cada piso.

C7.2.3 Los valores de  $C_p$  de la Tabla 9 son aplicables para todos los elementos, sean éstos rígidos o flexibles. No se consideró necesario que la flexibilidad de los elementos sea incluida en el diseño; por lo tanto, éstos no necesitan revisarse por posibles efectos de amplificación dinámica, ya que la mayoría son rígidos o muy próximos a poder ser considerados rígidos.

Las definiciones para elementos rígidos y no rígidos se dan en la Norma Técnica y están basados en criterios de apreciación.

## C7.2.3 Compatibilidad de deformaciones

Los comentarios para la sección 4.2 de la Norma Técnica establecen que la deformación real de la estructura puede ser varias veces el valor de los desplazamientos estimados para la acción elástica. Las deformaciones reales se asumen aproximadamente como  $C_d$  veces los desplazamientos elásticos calculados para las fuerzas laterales sísmicas especificadas. Sobre esta misma base, se han definido en esta sección las holguras y separaciones entre la estructura y los elementos no estructurales anclados a ella, de tal manera que permitan el movimiento relativo entre sí.



## CAPITULO 8

## OTRAS ESTRUCTURAS

## C8.1 GENERALIDADES

El propósito de esta sección es dar guías para el diseño sísmico de estructuras diferentes de edificios. Los reglamentos anteriores estaban enfocados solamente al diseño sísmico de edificios y se aplicaban a otros tipos de estructuras, algunas veces en forma errónea. Se cubren, en forma limitada, aquellas estructuras diferentes de edificios, que pueden definirse como autosoportantes bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas, y que pertenecen básicamente al sistema **E** definido en 3.6.1(5) y en la Tabla 7. Este Capítulo pretende ampliar, hasta donde actualmente es posible, los requisitos de diseño de dichas estructuras por medio de la tabla 10.

C8.1.2 En general, los valores de **R** asignados a estructuras diferentes de edificios son menores que los establecidos para edificios. Esto se debe a que los edificios poseen generalmente una considerable redundancia estructural debido a que incluyen varios marcos de múltiples crujeas y elementos no considerados en la resistencia lateral que proporcionan a la estructura mayor amortiguamiento y resistencia. Los menores niveles de capacidad asignados a otras estructuras están implícitos en los valores de la tabla 10, los cuales no deben ser adoptados ciegamente por el diseñador sin haber evaluado las características de la respuesta sísmica de la estructura en consideración.

Las fuerzas laterales de diseño para todos los sistemas estructurales, están especificadas a niveles de servicio en la Norma Técnica, sin embargo, se decidió establecer por separado las fuerzas laterales de diseño para estructuras diferentes de edificios, previendo que el diseño de edificios puede evolucionar a niveles de Resistencia a menor plazo.

C8.1.3 El peso o masa de los materiales contenidos en su interior para su operación normal, puede ser significativo para varios tipos de estructuras diferentes de edificios, proporcionando la mayor contri-

bución para cargas sísmicas; es por lo tanto necesario que estos pesos se consideren adicionalmente a la carga muerta, tomando en cuenta que varían con el tiempo su magnitud y ubicación, por lo que deberán considerarse las combinaciones críticas para el diseño.

C8.1.4. El período definido a partir de la ecuación (4.3) del Método **A** se desarrolló para estructuras de edificios y no es aplicable a otras estructuras; por lo tanto, la Norma Técnica especifica que dicho período se calcule mediante el Método **B** o algún método similar. Para el cálculo del período se tomarán en cuenta las rigideces y masas de la estructura, así como la combinación crítica para las masas de los materiales contenidos y en operación; sin embargo, este período calculado deberá ser representativo del comportamiento estructural y no deberá conducir a valores bajos de la carga de diseño.

C8.1.5. Las limitaciones de deriva para estructuras de edificios sirven para controlar tanto el efecto P-Delta, como los daños a elementos no estructurales. Debido a que las estructuras diferentes de edificios no poseen, en general, elementos no estructurales, se considera que los límites de deriva especificados en la Norma Técnica para edificios serían muy restrictivos y no se limitan en este capítulo, excepto para estructuras que pueden poner en peligro vidas humanas o para considerar el efecto P-Delta, en cuyo caso se revisará que la estructura no falle cuando está sometida a las fuerzas de diseño especificada y a los desplazamientos calculados, ampliados  $C_d$  veces.

C8.1.10. Los valores proporcionados para **R** en la Tabla 10 se han asignado en base a experiencias y juicio empírico. Limitando

## DOCUMENTOS FUENTE

Estos documentos comprenden los trabajos de investigación realizados específicamente para el proyecto **Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, sus Normas Técnicas y Comentarios, de la República de El Salvador.**

1- GEOLOGIA GENERAL DE EL SALVADOR. Recopilación del grupo de trabajo del Area de Estudio N° 3 del proyecto " Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones" 1993.

2- ESTUDIOS DE SUELOS EN EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (AMMS). Recopilación de información Geotécnica. Por Ing. Eduardo Elías Orellana, 1993.

3- PELIGRO SISMICO EN EL SALVADOR. Shri K. Singh, Carlos Gutiérrez. Jorge Arboleda y Mario Ordáz. Julio, 1993.

4- CATALOGO SISMICO PARA LA REPUBLICA DE EL SALVADOR. Recopilación de información sísmológica. Por Ing. Nelson Rafael Quezada Cardona, 1993.

5- ESTUDIO DE MICROTREPIDACIONES PARA EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (AMSS). Recopilación del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG) del Ministerio de Obras Públicas, 1993.

6- ESPECTROS DE RESPUESTA PARA EL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR (AMSS). Recopilación del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG) del Ministerio de Obras Públicas. 1993.

7- RECOMENDACIONES DE LA ASESORIA INTERNACIONAL: Dr. Emilio Rosenblueth, Dr. Roberto Meli, Dr. Gerardo Suárez Reynoso, Dr. Mario Ordáz, M. I. Lorenzo Daniel Sánchez, M.I. Manuel Mendoza.

el coeficiente sísmico a un mínimo de (0.5 AI) se asegura un coeficiente sísmico mínimo de (0.20 I ) para la zona I.

#### BIBLIOGRAFIA

1 - SEISMIC ZONING AND GROUND MOTION PARAMETERS FOR EL SALVADOR. By Celso S. Alfaro, Anne S. Kiredmijian and Randall A. White, Septiembre 1989.

2 - VALUTAZIONE DELLA PERICOLOSITA SISMICA NELLE AREE DEL DISTRETTO SANITARIO A3 ( SAN SALVADOR ) E DEL DISTRETTO 7 (APO-PA). Tomos 1,2,3 y 4. Conzorcio Salvador E:Italtekna-Italconsult. 1988.

3 - APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC), 1984 (Todos los Volumenes).

4 - RECOMMENDED LATERAL FORCE REQUIRE-

MENTS AN COMMENTARY. SEISMOLOGY COMMITTEE STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA (SEAOC), 1990.

5 - UNIFORM BUILDING CODE (UBC), Edición 1991.

6 - REGLAMENTO DE DISEÑO SISMICO DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR, Ministerio de Obras Públicas, Enero 1966.

7 - REGLAMENTO DE EMERGENCIA DEL DISEÑO SISMICO DE LA REPUBLICA DE EL SALVADOR. Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA)-Ministerio de Obras Públicas, Septiembre 1989

8 - NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR THE DEVELOPMENT OF SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS, edición 1991.

9- AMERICAN NATIONAL STANDARD MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES. American National Standards Institute (ANSI) A 58.1 1982.

10- CODE OF PRACTICE FOR GENERAL STRUCTURAL DESIGN AND DESIGN LOADINGS FOR BUILDINGS. New Zeland Standard NZS 4203: 1992.

11- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. Mexico, D.F., 1987.

12- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO. Mexico, D.F., 1987.

13- CRITERIOS GEOTECNICOS DE MICROZONIFICACION Y ESTIMACION DE LAS PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS SUELOS DEL AREA METROPOLITANA DE SAN SALVADOR. Tesis de graduación Aguilar Colato, Bendaña y Cedillos. UCA, 1984.

14- EL TERREMOTO DE SAN SALVADOR DEL 10 DE OCTUBRE DE 1986. Artículo de la Revista ASIA N° 85, Ing. Roberto Antonio Linares Elizondo, Enero 1987.

15- LEYES DE ATENUACION PARA COSTARICA Y EL SALVADOR. Mario Ordáz y otros.

16- LOCAL SITE RESPONSE IN SAN SALVADOR, EL SALVADOR, BASED ON THE OCTOBER 10, 1986 EARTHQUAKE. Por Kuvvet Atakan ( Institute of Solid Earth Physics, University of Bergen, Bergen, Norway ) y Rodolfo Torres (Centro de Investigaciones Geotécnicas, El Salvador), Junio 1993.

17- FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEER  
ING. Nathan M. Newmark y Emilio Rosen-  
blueth, 1971.

18- DISEÑO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES A  
SISMOS Instituto Mexicano del Cemento y  
Concreto (IMCYC) Editor Emilio Rosen-  
blueth 1982.

19- SEISMIC RISK AND ENGINEERING DECI-  
SIONS. Cinna Lomnitz and Emilio Rosen-  
blueth, 1976.

20- MANUAL DE ANALISIS SISMICO DE EDIFI-  
CIOS. Departamento del Distrito Federal,  
Secretaría General de Obras.

21- BASES PARA LOS CRITERIOS DE DISEÑO  
ESTRUCTURAL DEL PROYECTO DEL REGLAMENTO DE  
CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL.  
Roberto Meli, Junio 1976.

22- MAPA GEOLOGICO PARA LA REPUBLICA DE EL  
SALVADOR, escala 1:300,000 y 1:100,000 y  
MAPA GEOLOGICO PARA EL AREA METROPOLITANA  
DE SAN SALVADOR, escala 1:15,000. Misión  
Geológica Alemana, 1974.

