

# MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

## DISEÑO POR SISMO



**CFE**  
Comisión Federal de Electricidad

 INSTITUTO DE  
INVESTIGACIONES  
ELECTRICAS

MÉXICO | 2008

**COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD**

**MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS  
CIVILES  
DISEÑO POR SISMO**

MÉXICO | 2008

# COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD

## ***DIRECTORIO***

Ing. Alfredo Elías Ayub

*Director General*

Dr. Florencio Aboytes García

*Subdirector de Programación*

Lic. Manuel Garza González

*Coordinador del Programa de Ahorro de Energía del Sector Eléctrico*

Ing. Néstor Moreno Díaz

*Director de Operación*

Ing. Luis Carlos Hernández Ayala

*Subdirector de Generación*

Ing. Jesús A. Buentello García

*Subdirector de Energéticos y Seguridad*

Ing. Noé Peña Silva

*Subdirector de Transmisión*

Ing. José Abed Valdez Campoy

*Subdirector de Distribución*

Ing. Gustavo Alonso Salvador Torres

*Subdirector del Centro Nacional de Control de Energía*

Lic. Fernando José Bueno Montalvo

*Director de Administración*

Lic. Francisco Javier Santoyo Vargas

*Director de Finanzas*

Ing. Rodolfo Nieblas Castro

*Director de Modernización y Cambio Estructural*

Ing. Eugenio Laris Alanís

*Director de Proyectos de Inversión Financiada*

Ing. Alberto Ramos Elorduy

*Subdirector de Desarrollo de Proyectos*

Lic. Carlos Ortíz y Farfán

*Subdirector de Contratación de Proyectos de Inversión Financiada*

Ing. Benjamín Granados Domínguez

*Subdirector de Proyectos y Construcción*

Dr. Humberto Marengo Mogollón

*Coordinador de Proyectos Hidroeléctricos*

Fís. Juan Manuel Rodríguez Álvarez

*Coordinador de Proyectos Termoeléctricos*

Ing. César Fernando Fuentes Estrada

*Coordinador de Proyectos de Trasmisión y Transformación*

Ing. Gustavo Arvizu Lara

*Gerente de Estudios de Ingeniería Civil*

Ing. Jesús Enrique Mena Sandoval

*Subgerente de Comportamiento de Estructuras*

Lic. Rubén López Magallanes

*Órgano Interno de Control*

# PRÓLOGO

*El Manual de Diseño de Obras Civiles, desde su primera edición en 1969, incorpora los conocimientos tecnológicos y experiencia fruto del intenso trabajo de ingenieros y especialistas de la Comisión Federal de Electricidad, y de investigadores mexicanos de universidades y centros de investigación, derivados del diseño, ejecución y operación de las obras que realiza la CFE.*

*Durante su vida, el Manual ha sido objeto de revisiones totales y parciales, hasta llegar a ser un documento de referencia indispensable para muchas de las obras de ingeniería que se construyen en el país y en Latinoamérica. El total de capítulos del Manual constituyen una obra de dimensiones incalculables para la ingeniería mexicana, ya que refleja lo mejor de sus experiencias y conocimientos. Su amplio contenido de vanguardia lo han convertido además en un texto complementario en universidades y centros educativos de las áreas de ingeniería.*

*La presente edición revisada del capítulo de Diseño por Sismo incorpora la información sísmica de esta última década, así como los resultados de numerosos estudios de sus efectos en estructuras modernas, y constituye un ejemplo más del esfuerzo que la Comisión Federal de Electricidad realiza para consolidarse como una empresa de clase mundial.*

*Ing. Alfredo Elías Ayub*

*Director General*

*México, D.F., diciembre de 2008*

# **COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD**

MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES

SECCIÓN C. ESTRUCTURAS

TEMA 1. CRITERIOS DE DISEÑO

CAPÍTULO 3:

## **DISEÑO POR SISMO**

## DIRECTORIO

<b>Elaboración</b>	Dr. Ulises Mena Hernández	(1)
	Dr. Luis Eduardo Pérez Rocha	(1)
<b>Colaboración</b>	Dr. Alberto López López	(1)
	M. I. Jorge Iván Vilar Rojas	(1)
	M. I. Miguel Ángel Guzmán Barriga	(1)
	M. I. Nicolás Melchor García	(1)
	M. I. Oliver Elimelec Nava Tristán	(1)
	Ing. Ismael Eduardo Arzola Nuño	(1)
<b>Colaboración Externa</b>	Dr. Arturo Tena Colunga	(5)
	Dr. Hugo Hernández Barrios	(3)
	Dr. Javier Avilés López	(6)
	Dr. José de Jesús Álvarez Sereno	(3)
	Dr. José Manuel Jara Guerrero	(3)
	Dr. Juventino Carlos Reyes Salinas	(8)
	Dr. Manuel Jara Díaz	(3)
	Dr. Mario Ordaz Schroeder	(4)
	Dr. Xiangyue Li Liu	(6)
	M. I. Claudia Marcela González Blandón	(4)
	Ing. José Alejandro Gómez Hernández	(9)
<b>Comité Técnico de CFE</b>	Ing. Alejandro Razo Hernández	(2)
	Ing. Elisa Andrade Ocadiz	(2)
	Ing. Enrique Domínguez García	(2)
	Ing. Federico Hach Gómez Llanos	(2)
	Ing. Fernando De Artola Noble	(2)
	Ing. Gherman Castellanos Román	(2)
	Ing. Jorge Ocampo Toledo	(2)
	Ing. José Francisco Fernández Romero	(2)
	Ing. Luis Enrique Hernández Cruz	(2)
	Ing. Martín Sánchez Muñoz	(2)
	Ing. Oscar Luna González	(2)
<b>Coordinación</b>	M. I. Enrique Mena Sandoval	(2)
	Dr. Vicente Alfredo Guerrero Flores†	(1)
<b>Revisión Técnica</b>	Dr. Enrique Tamez González	(9)
	Dr. Fortunato Espinoza Barreras	(7)
	Dr. Francisco José Sánchez Sesma	(4)
	Dr. Luis Esteva Maraboto	(4)
	Dr. Roberto Meli Piralla	(4)
	Dra. Sonia Ruiz Gómez	(4)

- 
- (1) Instituto de Investigaciones Eléctricas  
 (2) Comisión Federal de Electricidad  
 (3) Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo  
 (4) Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México  
 (5) Universidad Autónoma Metropolitana  
 (6) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  
 (7) Universidad Autónoma de Baja California  
 (8) Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey  
 (9) Consultor

## **Agradecimientos**

Esta obra ha sido elaborada gracias al apoyo y aportación financiera de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil, de la Comisión Federal de Electricidad.

## **In memóriam**

La realización de la actualización del Capítulo de Diseño por Sismo, fue gracias al impulso tenaz y perseverante del Dr. Vicente Alfredo Guerrero Flores quien fuera Gerente de Ingeniería Civil del Instituto de Investigaciones Eléctricas y coordinador de estos trabajos. Con gran reconocimiento de sus amigos y colaboradores se concluyó la presente obra.

*Derechos reservados por: Comisión Federal de Electricidad. Río Ródano núm. 14, Col. Cuauhtémoc, Del. Cuauhtémoc, C. P. 06598, México, D. F. Esta edición y sus características son propiedad de la Comisión Federal de Electricidad, México.*

*Impreso en México, 2008*

*Copyright 2008.*



## **PREFACIO**

### **MANUAL DE DISEÑO POR SISMO, EDICIÓN 2008**

La intensidad del movimiento sísmico es uno de los peligros al que están expuestas las construcciones. Para tomar en cuenta el peligro sísmico, frecuentemente se recurre al uso de espectros de diseño que dependen, entre otros aspectos, de la cercanía del sitio a las fuentes generadoras de temblores y de las condiciones locales del terreno. En el pasado, esto se resolvió mediante una regionalización sísmica del territorio mexicano que consistía en cuatro zonas, y una clasificación en tres tipos de terreno. Se proporcionó una forma funcional del espectro de cinco parámetros consignados en una tabla en que se atendía la zona sísmica y el tipo de terreno. El usuario determinaba la zona sísmica en una carta de Regionalización Sísmica de la República Mexicana. Cuando la determinación era ambigua, se recomendaba tomar los parámetros estipulados para la zona de mayor sismicidad. Se procedía con una clasificación del tipo de terreno en función de dos parámetros: el periodo dominante y la velocidad de propagación de ondas de corte en el sitio. Como resultado se tenían doce espectros de diseño regionales, que cubrían grandes sectores de la República y una gran variedad de condiciones del terreno. En particular, para terrenos tipo II y III se tomaban en cuenta, implícitamente, los efectos de amplificación dinámica y de no linealidad. Si se conocía el periodo del terreno se premian algunas modificaciones en los límites de la meseta espectral. Esta forma de proceder fue bien aceptada en la comunidad porque, a pesar de su simplicidad, fue un gran avance en la descripción de las variaciones de las intensidades sísmicas debidas a la cercanía del sitio a las fuentes sísmicas y al tipo de terreno. Además, sentó las bases del diseño sísmico óptimo.

No obstante, es posible y conveniente hacer una descripción del peligro sísmico con mayor refinamiento porque, entre otros aspectos: a) se tienen avances recientes en materia de sismología y sismicidad, b) los avances en tecnología computacional y la disponibilidad de recursos de cómputo convencionales en el sector eléctrico, en empresas de servicios de ingeniería y en instituciones de educación superior lo permiten y c) en la práctica de la ingeniería en México se reconoce que las fuerzas sísmicas varían significativamente dentro del territorio mexicano y que no pueden ser descritas, con detalle, con una regionalización sísmica de cuatro zonas. En esta versión, se suministran espectros de diseño sísmico con variaciones continuas dentro del territorio mexicano que se ajustan a la mayoría de las condiciones del terreno comunes en la práctica. Estos espectros son transparentes, es decir, carecen de reducciones ajenas al peligro sísmico. Por ello pueden parecer significativamente mayores que los propuestos en el capítulo de diseño por sismo de la edición de 1993 del MDOC. En el cuerpo del presente capítulo se explica como tomar en cuenta reducciones debidas a la sobrerresistencia estructural en forma explícita. Los espectros así reducidos son comparables con los recomendados en el pasado.

De esta misma forma, los avances en materia de ingeniería sísmica e ingeniería estructural, han permitido refinar los criterios de diseño sísmico de estructuras, basándose en modelos matemáticos más complejos, pero que gracias a la nueva era informática pueden resolverse rápidamente. Además, los avances tecnológicos han hecho posible corroborar los resultados de los modelos matemáticos con modelos en laboratorio a escala real, lo que le da una mayor validez a las recomendaciones propuestas en las normas.

El presente capítulo, ha sido elaborado de acuerdo con el formato original de la serie del manual, que consiste en recomendaciones, comentarios y ayudas de diseño. Adicionalmente, se proporciona el programa PRODISIS (Programa para Diseño Sísmico), para la obtención del valor de la aceleración máxima del terreno rocoso en cualquier parte del país, generación de acelerogramas sintéticos y espectros de diseño.

Finalmente, esta nueva versión del Capítulo de Diseño por Sismo incorpora la revisión y actualización de los temas contenidos en la versión de 1993 (edificios, péndulos invertidos y apéndices, muros de retención, chimeneas, tanques, naves industriales, puentes, tuberías y presas de concreto) e incluye los temas de aislamiento sísmico y disipación de energía, torres de telecomunicación, túneles, cimentaciones y presas de tierra y enrocamiento.

DR. ULISES MENA HERNÁNDEZ

DR. LUIS EDUARDO PÉREZ ROCHA

*Gerencia de Ingeniería Civil*

*Instituto de Investigaciones Eléctricas*

*Diciembre, 2008*

## ÍNDICE GENERAL

SECCIÓN 3.1.	ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL TERRITORIO MEXICANO.....	1
SECCIÓN 3.2.	CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS.....	21
SECCIÓN 3.3.	ESTRUCTURAS TIPO 1: ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS.....	33
SECCIÓN 3.4.	ESTRUCTURAS TIPO 2: PÉNDULOS INVERTIDOS Y APÉNDICES.....	59
SECCIÓN 3.5.	INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA.....	69
SECCIÓN 3.6.	ESTRUCTURAS TIPO 3: MUROS DE RETENCIÓN .....	89
SECCIÓN 3.7.	ESTRUCTURAS TIPO 4: CHIMENEAS, SILOS Y SIMILARES.....	101
SECCIÓN 3.8.	ESTRUCTURAS TIPO 5: TANQUES, DEPÓSITOS Y SIMILARES.....	115
SECCIÓN 3.9.	ESTRUCTURAS TIPO 6: ESTRUCTURAS INDUSTRIALES.....	135
SECCIÓN 3.10.	ESTRUCTURAS TIPO 7: PUENTES.....	147
SECCIÓN 3.11.	ESTRUCTURAS TIPO 8: TUBERÍAS.....	169
SECCIÓN 3.12.	ESTRUCTURAS TIPO 9: PRESAS.....	187
SECCIÓN 3.13.	AISLAMIENTO SÍSMICO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	241
SECCIÓN 3.14.	ESTRUCTURAS TIPO 11: TORRES DE TELECOMUNICACIÓN .....	279
SECCIÓN 3.15.	ESTRUCTURAS TIPO 12: TÚNELES .....	297
SECCIÓN 3.16.	ESTRUCTURAS TIPO 13: CIMENTACIONES.....	309

# **SECCIÓN 3.1**

## **ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL TERRITORIO MEXICANO**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	5
3.1.1	INTRODUCCIÓN .....	7
3.1.2	PELIGRO SÍSMICO EN MÉXICO .....	8
3.1.3	DISEÑO ÓPTIMO .....	8
3.1.3.1	Factor de Importancia estructural y estado límite de servicio .....	10
3.1.4	RESPUESTA DINÁMICA DEL TERRENO .....	10
3.1.4.1	Caracterización del sitio .....	11
3.1.4.2	Determinación de las propiedades dinámicas del suelo .....	11
3.1.4.3	Determinación del periodo dominante del sitio y de la velocidad efectiva .....	12
3.1.5	FACTORES DEPENDIENTES DEL SITIO .....	12
3.1.5.1	Factores de terreno rocoso .....	13
3.1.5.1.1	Aceleración máxima en terreno rocoso $a_0^r$ .....	13
3.1.5.1.2	Factor de distancia $F_d$ .....	13
3.1.5.2	Factores de comportamiento lineal del suelo .....	13
3.1.5.2.1	Factor de sitio $F_s$ .....	13
3.1.5.2.2	Factor de respuesta $F_r$ .....	14
3.1.5.3	Factores de comportamiento no lineal del suelo .....	14
3.1.5.3.1	Factor de no linealidad $F_{nl}$ .....	14
3.1.5.3.2	Factor de velocidad $F_v$ .....	15
3.1.6	ESPECTROS DE DISEÑO .....	16
3.1.6.1	Aceleración máxima del terreno $a_0$ .....	17
3.1.6.2	Ordenada espectral máxima o coeficiente de diseño $c$ .....	17
3.1.6.3	Periodos característicos del espectro $T_a$ y $T_b$ .....	17
3.1.6.4	Caída de la rama espectral descendente $k$ .....	18
3.1.6.5	Factor de amortiguamiento $\beta$ .....	18
3.1.6.6	Espectros de diseño para estructuras del Grupo A y A+ .....	18
3.1.6.7	Espectros de diseño para el estado límite de servicio .....	19
3.1.6.8	Espectro de desplazamiento $S_d$ .....	19
3.1.7	ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS DEL PELIGRO SÍSMICO .....	20





**NOMENCLATURA**

a	Aceleración espectral normalizada con la gravedad	$T_b$	Límite superior de la meseta del espectro de diseño
$a_0$	Aceleración máxima del terreno	$T_c$	Periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
$a_0^r$	Aceleración máxima del terreno rocoso		
$a_{ref}$	Aceleración de referencia igual a 400 $cm/s^2$		
c	Aceleración máxima espectral o coeficiente sísmico	$T_e$	Periodo estructural
		$\tilde{T}_e$	Periodo estructural efectivo
$D_{max}$	Desplazamiento máximo del terreno	$T_s$	Periodo dominante del sitio
$f_{sd}$	Función del periodo dominante del sitio $T_s$ y del factor de distancia $F_d$	$T'_s$	Periodo equivalente del sitio (con efectos de no linealidad)
$F_d$	Factor de distancia	$T_r$	Periodo de retorno
$F_{nl}$	Factor de no linealidad	$T_{ref}$	Periodo de referencia
$F_s$	Factor de sitio	$S_a$	Ordenada espectral de aceleración
$F_r$	Factor de respuesta	$S_d$	Ordenada espectral de desplazamiento
$F_v$	Factor de velocidad	$v_0$	Velocidad de propagación de ondas del semiespacio $\geq 720$ m/s
g	Aceleración de la gravedad	$v_i$	Velocidad de propagación de ondas de corte del i-ésimo estrato
$G_n$	Módulo de rigidez en cortante del n-ésimo estrato, igual a $\gamma v_s^2/g$	$v_s$	Velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato
$h_n$	Espesor del n-ésimo estrato	$v'_s$	Velocidad equivalente (con efectos de no linealidad)
$H_s$	Espesor total del estrato del terreno	$\beta$	Factor de amortiguamiento
k	Parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T_e \geq T_b$	$\gamma_n$	Peso volumétrico del n-ésimo estrato
N	Número de estratos	$\gamma_s$	Peso volumétrico del suelo o peso volumétrico promedio de los estratos
$p_s$	Contraste de impedancias mecánicas suelo-roca	$\gamma_0$	Peso volumétrico de la roca
r	Parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e < T_c$	$\zeta_e$	Amortiguamiento estructural
$T_a$	Límite inferior de la meseta del espectro de diseño	$\zeta_s$	Amortiguamiento del suelo



### 3.1.1 INTRODUCCIÓN

Para la concepción de los espectros estipulados en este Manual se formuló la siguiente filosofía:

- Los espectros de diseño varían en forma continua dentro del territorio mexicano.
- La construcción de los espectros de diseño se inicia con un parámetro relacionado con el peligro sísmico, que es la aceleración máxima en terreno rocoso, y se continúa con factores con que se toman en cuenta las condiciones del terreno.
- Las aceleraciones máximas en roca están asociadas a coeficientes de diseño que son óptimos para el estado límite de colapso de estructuras del Grupo B y corresponden a periodos de retorno que varían espacialmente en forma continua.
- Los espectros de diseño son transparentes, es decir, carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico.
- Las ordenadas espectrales corresponden al 5% del amortiguamiento crítico estructural. Podrán modificarse cuando se justifique un valor de amortiguamiento diferente o se consideren efectos de interacción suelo–estructura.
- A periodo estructural largo, los espectros de desplazamiento que se derivan de los espectros de aceleración tienden correctamente a los desplazamientos máximos del terreno.
- Se suministran espectros de diseño para el estado límite de servicio que no están afectados por la no linealidad del suelo.
- Se proporcionan aceleraciones para tres niveles de importancia estructural: convencional (B), importante (A) y muy importante (A+) (sólo para zonas de alta sismicidad).

En resumen, la construcción de un espectro de diseño sísmico se realizará con la siguiente secuencia:

1. Se determinará la aceleración máxima en roca localizando el sitio en el programa de cómputo PRODISIS e indicando la importancia estructural (estructuras del grupo B, A o A+).
2. Se obtendrá el factor de distancia relativa a las fuentes sísmicas.
3. Se caracterizará el terreno de cimentación mediante el periodo dominante del terreno y la velocidad de propagación de ondas de corte.
4. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento lineal. Estos son el factor de sitio y el factor de respuesta.
5. Se obtendrán los factores del sitio de comportamiento no lineal. Estos son el factor no lineal y factor de velocidad.
6. Se calculará la aceleración máxima en el suelo con la aceleración máxima en roca, el factor de sitio y el factor no lineal.
7. Se calculará el coeficiente sísmico con la aceleración máxima del suelo y el factor de respuesta.
8. Se determinarán los límites de la meseta espectral con el periodo dominante del terreno y el factor de velocidad.
9. Se calculará el factor de amortiguamiento para valores diferentes a 5%.
10. Se procederá con la construcción del espectro, que puede resultar de tres o cuatro ramas dependiendo del periodo dominante del terreno.

### 3.1.2 PELIGRO SÍSMICO EN MÉXICO

En este Manual se describe un procedimiento basado en un enfoque probabilista para estimar el peligro sísmico en la República Mexicana. El peligro sísmico usualmente se interpreta como curvas que describen intensidades sísmicas excedidas en lapsos o periodos de retorno especificados. Por ejemplo, un escenario simplificado sería un mapa con la distribución de coeficientes sísmicos excedidos en un lapso de 100 años. Para zonas de alta sismicidad, se tendrían valores que parecerían razonables comparados con los valores adoptados en el diseño sísmico convencional para esas zonas del territorio mexicano. Para zonas de baja sismicidad, se tendrían valores significativamente pequeños, aún menores que aquellos relacionados con las fuerzas laterales que las estructuras podrían soportar tan sólo por el diseño ante carga vertical típico de zonas asísmicas. Parece razonable que en zonas de baja sismicidad se incrementen estos coeficientes y, con ello, se provea de mayor seguridad a las estructuras mientras los costos así lo permitan. Como resultado, se puede anticipar una colección de coeficientes sísmicos asociados a periodos de retorno que crecen cuando se va de las zonas de alta sismicidad a zonas de baja sismicidad.

Para realizar un ajuste racional de estos coeficientes se hizo uso de algunos criterios de diseño óptimo con restricciones impuestas por las condiciones de dos estados límites: colapso y servicio. En el cálculo del peligro sísmico se emplean leyes de atenuación que tienen distribución de probabilidades truncada al valor de la mediana más una desviación estándar. Este asunto se discute en la sección de comentarios 3.1.3.2.

Sin embargo, conviene señalar que con este enfoque los periodos de retorno crecen con respecto a los que se tendrían si se emplean leyes de atenuación con distribución sin truncamiento. En efecto, adoptando distribuciones lognormales completas (convencionales), el periodo de retorno  $T_r$  que se requiere para alcanzar una aceleración de  $1.0 g$  en Acapulco (siendo  $g$ , la aceleración de la gravedad), para un periodo estructural  $T_e = 0.3 s$ , es del orden de 200 años. En cambio, empleando distribuciones lognormales truncadas se requiere de un periodo de retorno del orden de 500 años.

### 3.1.3 DISEÑO ÓPTIMO

Se obtuvieron valores óptimos de las mesetas de los espectros de diseño para el estado límite de colapso (seudoaceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) en sitios de terreno rocoso en zonas de alta sismicidad de la República Mexicana, para estructuras del Grupo B. Para sitios en la costa del Pacífico se obtuvieron mesetas espectrales del orden de  $1.0 g$  y periodos de retorno de 500 años. Para las zonas de baja sismicidad, se obtuvieron valores del orden de  $0.1 g$  y periodos de retorno mayores que 10,000 años.

En la figura 1.1 se ilustra un mapa con la distribución de los periodos de retorno asociados a los coeficientes óptimos. Las aceleraciones máximas en terreno rocoso, que corresponden a estos periodos de retorno, se ilustran en la figura 1.2. Con estas aceleraciones se introduce el peligro sísmico en los espectros de diseño, es decir, es el punto de inicio.

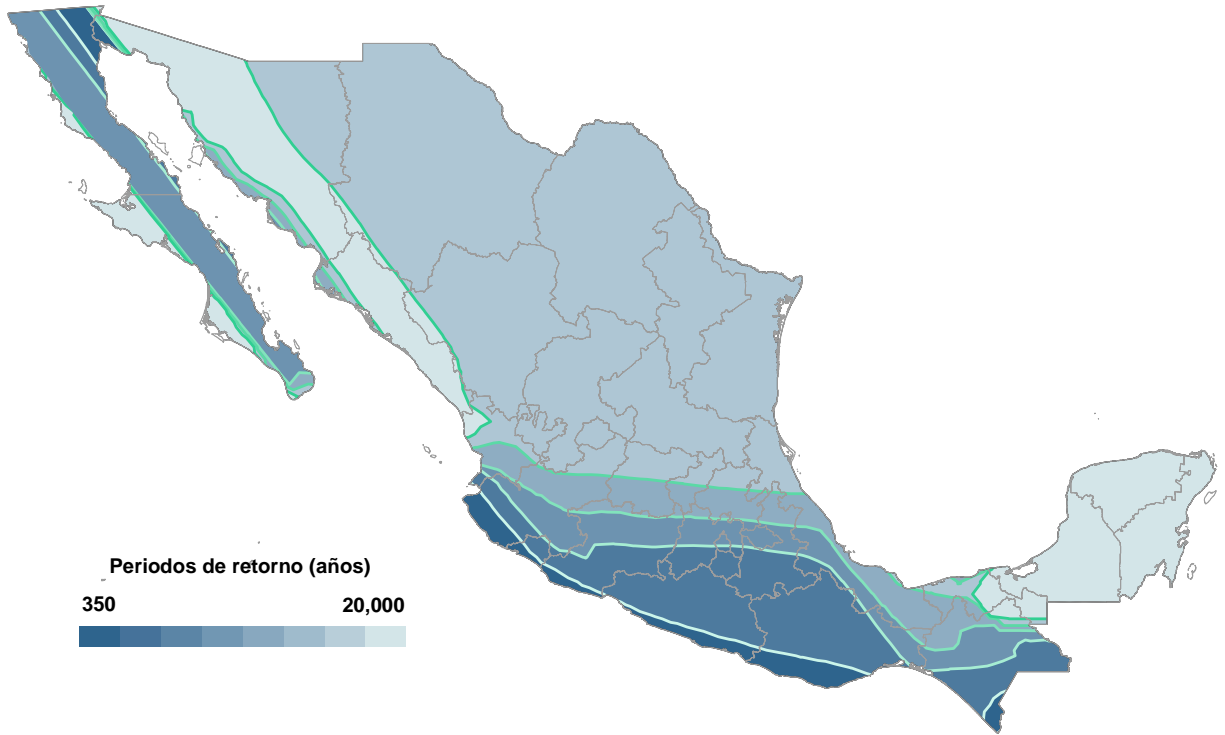


Figura 1.1. Mapa de periodos de retorno. No se han dibujado curvas para periodos mayores que 6,500 años



Figura 1.2. Aceleraciones máximas del terreno (roca) correspondientes a los periodos de retorno de la figura 1.1. Las unidades están en fracciones de la gravedad (g).

### 3.1.3.1 Factor de Importancia estructural y estado límite de servicio

Se examinó el caso de las estructuras del grupo A. Se supuso que, para el estado límite de colapso, el factor de importancia (1.5) que prevé el Capítulo de Diseño por Sismo del Manual de Diseño de Obras Civiles de 1993 (CDS–MDOC93) es óptimo para sitios en la costa del Pacífico. Se encontró que, bajo esta hipótesis, un factor de aproximadamente 1.5 sería también óptimo para, prácticamente, toda la República Mexicana. Por lo tanto, para estructuras del grupo A, se recomienda multiplicar todas las ordenadas espectrales correspondientes al estado límite de colapso de estructuras del Grupo B por el factor 1.5.

Mediante un análisis de optimación similar, se estudiaron los valores del coeficiente de diseño asociados al estado límite de servicio. Se concluye que, en términos generales, sería óptimo utilizar para este estado límite, un coeficiente sísmico que fuera el asociado al estado límite de colapso dividido por un factor de 5.5. Por lo tanto, para el estado límite de servicio se recomienda ajustar las ordenadas espectrales tomando en cuenta este factor de 5.5 y descontando los efectos de no linealidad del suelo que estarán presentes en los espectros de diseño de colapso. En efecto, los espectros de diseño de servicio deben estar exentos de estos efectos de no linealidad descritos más adelante. Así mismo, para el estado límite de servicio no se tomará en cuenta la importancia estructural. Por lo tanto, para estructuras del Grupo A, habrá que descontar este factor en todas las ordenadas espectrales del estado límite de colapso. El estudio de peligro sísmico también permite señalar que, para las zonas de alta sismicidad, podrían explicarse, en forma realista, aceleraciones superiores a lo que se estarían permitiendo para estructuras del grupo A. Por ello, para estas zonas, se introdujo el grupo estructural de “gran importancia”, denominado A+ (ver sección 3.2), y cuyo diseño estaría asociado a un periodo de retorno de 30,000 años. En zonas de baja sismicidad, el diseño de estructuras A+, se debe realizar con los espectros convencionales construidos para estructuras del grupo A.

En este Manual se incluye una aplicación de cómputo denominada PRODISIS con que podrá obtenerse el valor de la aceleración máxima del terreno en función de las coordenadas geográficas del sitio y de la importancia estructural, consignadas en los grupos B, A y A+. Esta aplicación suministra la aceleración correspondiente a la condición de terreno rocoso en  $\text{cm/s}^2$ . Con este valor se inicia la construcción de los espectros de diseño. Usualmente, los espectros de diseño son adimensionales, suministrados como una fracción de la aceleración de la gravedad. Por ello, más adelante se introducirá un factor de normalización de  $981 \text{ cm/s}^2$ .

### 3.1.4 RESPUESTA DINÁMICA DEL TERRENO

El movimiento del suelo en sitios de terreno blando es muy diferente del que ocurre en terreno firme debido a la amplificación dinámica que sufren las ondas sísmicas al propagarse a través de medios deformables. También las irregularidades topográficas y geológicas producen amplificaciones y atenuaciones en el movimiento del terreno. Para fines prácticos, sólo se tomarán en cuenta las amplificaciones producidas en depósitos de suelo con estratificación horizontal. Para ello, se recurrirá a una aproximación que consiste en remplazar el perfil estratigráfico por un manto homogéneo equivalente de igual espesor caracterizado por su periodo dominante y su velocidad efectiva de propagación de ondas. La relación entre estos parámetros es la siguiente:

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s} \quad (1.1)$$

donde

- $T_s$  es el periodo dominante del estrato equivalente (periodo del sitio)
- $H_s$  es el espesor total del estrato del terreno
- $v_s$  es la velocidad efectiva de propagación de ondas de corte en el estrato

El depósito descansa en un semiespacio que representa la roca basal. Para fines prácticos, la profundidad de la roca basal se establece como aquella en que la velocidad de propagación de ondas del semiespacio,  $v_0$ , vale al menos 720 m/s. Esto obedece a que la amplificación dinámica originada exclusivamente por los depósitos profundos, con velocidades mayores que este valor, resulta generalmente despreciable.

A pesar de que los valores del peso volumétrico  $\gamma_s$  y amortiguamiento  $\zeta_s$  del suelo son necesarios en los estudios rigurosos de propagación de ondas en medios estratificados, no se tomarán en cuenta para caracterizar las amplificaciones dinámicas del terreno. En realidad se ha supuesto que los pesos volumétricos del suelo de cada estrato,  $\gamma_s$ , y la roca,  $\gamma_0$ , son iguales y que  $\zeta_s=5\%$ . Aun con estas simplificaciones se tiene una razonable idealización de los depósitos que suelen encontrarse en la práctica.

### 3.1.4.1 Caracterización del sitio

El periodo dominante de vibración y la velocidad efectiva de propagación del sitio se podrán determinar con las técnicas aproximadas que se especifican en la sección 3.1.4.3. La exploración geotécnica deberá extenderse, al menos, hasta una profundidad de 10 m. Si la velocidad efectiva (suministrada en la sección 3.1.4.3) es menor que 180 m/s, entonces la profundidad de la exploración deberá hacerse hasta encontrar una velocidad de propagación de ondas en el suelo igual o mayor que 720 m/s, o bien, realizarse hasta la profundidad de 45 m.

### 3.1.4.2 Determinación de las propiedades dinámicas del suelo

Siempre será preferible una medición directa de las propiedades dinámicas del terreno de cimentación, como se describe en la sección de comentarios 3.1.5.2.1 y 3.1.5.2.2. Sin embargo, para estudios preliminares o para fines de comparación podrá hacerse uso de la siguiente tabla para estimar los pesos volumétricos y las velocidades de propagación de ondas de corte del terreno a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar. Con estos valores se hará uso de la ecuación 1.2 para determinar el periodo dominante del terreno.

Tabla 1.1. Velocidad de ondas de corte a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT).

Tipo de suelo	Número de golpes (SPT)	$v_s$ (m/s)	$\gamma_s$ (t/m <sup>3</sup> )
Roca	–	> 720	2.0
Suelo firme y denso	> 50	360	1.8
Suelo medio	15 – 50	180	1.5
Suelo blando	< 15	90	1.3

### 3.1.4.3 Determinación del periodo dominante del sitio y de la velocidad efectiva

El periodo dominante del sitio se determinará con la siguiente ecuación:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left( \sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left( \sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (1.2)$$

donde

- $\gamma_n$  es el peso volumétrico del n-ésimo estrato
- $G_n$  es el módulo de rigidez en cortante del n-ésimo estrato, igual a  $\gamma_n v_s^2/g$
- $h_n$  es el espesor del n-ésimo estrato
- $N$  es el número de estratos

con

$$w_0 = 0 \quad \text{en la roca basal} \quad (1.3)$$

$$w_N = 1 \quad \text{en el estrato superficial}$$

y

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{\gamma_i v_i^2}} \quad \text{en los estratos intermedios} \quad (1.4)$$

- $v_i$  es la velocidad de propagación de ondas de corte del i-ésimo estrato

La velocidad efectiva del depósito se determinará con:

$$v_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad (1.5)$$

### 3.1.5 FACTORES DEPENDIENTES DEL SITIO

Para la construcción de los espectros de diseño estipulados en este Manual se hará uso de factores que dependen de la localización geográfica del sitio, así como de las características dinámicas del terreno. Estos factores se pueden enunciar como:

- Factores de terreno rocoso
- Factores de comportamiento lineal del suelo
- Factores de comportamiento no lineal del suelo

Algunos de estos factores se obtendrán mediante interpolación lineal a partir de los valores reportados en las tablas que se indican más adelante. En la sección de comentarios 3.1.8 se describe un sencillo algoritmo de interpolación.

#### 3.1.5.1 Factores de terreno rocoso



Los factores de terreno rocoso son la aceleración máxima del terreno en roca  $a_0^r$ , que depende de las coordenadas geográficas, y el factor de distancia  $F_d$ , que es una medida de la distancia relativa a las fuentes generadoras de temblores en función de la intensidad sísmica.

**3.1.5.1.1 Aceleración máxima en terreno rocoso  $a_0^r$**

La aceleración máxima en terreno rocoso  $a_0^r$  es el parámetro con que se inicia la construcción del espectro de diseño a partir del peligro sísmico en el sitio, sea rocoso o terreno deformable. Para determinarla se hará uso del programa de cómputo denominado PRODISIS como se indicó en la sección 3.1.3.1. Esta aceleración debe ser mayor o igual que 0.02.

**3.1.5.1.2 Factor de distancia  $F_d$**

El factor de distancia  $F_d$  se determinará como sigue:

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}}; \quad F_d \leq 1 \tag{1.6}$$

donde

- $a_0^r$  es la aceleración máxima en terreno rocoso del sitio de interés, en  $cm/s^2$
- $a_{ref}$  es una aceleración de referencia igual a  $400\ cm/s^2$

**3.1.5.2 Factores de comportamiento lineal del suelo**

Los factores de comportamiento lineal del suelo son el factor de sitio  $F_s$  y el factor de respuesta  $F_r$ . Para determinarlos debe contarse con los factores de terreno rocoso, así como, con el periodo dominante del depósito de suelo  $T_s$  y el contraste de impedancias  $p_s$ .

**3.1.5.2.1 Factor de sitio  $F_s$**

El factor de sitio,  $F_s$ , es la relación que existe entre la aceleración máxima del suelo  $a_0$  y la aceleración máxima en terreno rocoso  $a_0^r$ , suponiendo que el comportamiento de los materiales es elástico lineal.

$$F_s = \frac{a_0}{a_0^r} \tag{1.7}$$

Tabla 1.2. Factores de sitio  $F_s$ .

$f_{sd}$ $p_s$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

Para terreno rocoso  $F_s = 1.0$ .

Para determinar este factor se hará una interpolación lineal con los valores de la tabla 1.2, partiendo de los valores de  $f_{sd}$  y  $p_s$ , donde  $f_{sd}=T_s(F_d)^{1/2}$  es una función del periodo dominante del sitio y del factor de distancia, mientras que  $p_s=v_s/v_0$  es el contraste de impedancias mecánicas entre el suelo y la roca, aceptando que  $\gamma_s = \gamma_0$ . Si se conocen los valores de  $\gamma_0$  y  $\gamma_s$ , entonces el contraste de impedancias se determinará como  $p_s=\gamma_s v_s/\gamma_0 v_0$ . En particular,  $\gamma_s$  se determinará como el promedio de los pesos volumétricos de los estratos pesados por el espesor de cada uno de ellos.

### 3.1.5.2.2 Factor de respuesta $F_r$

El factor de respuesta,  $F_r$ , es la relación entre la aceleración máxima espectral,  $c$  (la respuesta máxima del conjunto de osciladores de igual amortiguamiento), y la aceleración máxima del suelo  $a_0$  calculada, es decir:

$$F_r = \frac{c}{a_0} \quad (1.8)$$

Para determinar este parámetro se hará una interpolación lineal con los valores de la tabla 1.3, partiendo de los valores del periodo dominante del sitio,  $T_s$ , y del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s = v_s / v_0$  si se acepta que  $\gamma_s = \gamma_0$ , ó  $p_s = \gamma_s v_s / \gamma_0 v_0$  si se conocen los valores de  $\gamma_0$  y  $\gamma_s$ .

Tabla 1.3. Factores de respuesta  $F_r$ .

$T_s \backslash p_s$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
0.625	2.5	3.80	3.74	3.57	3.26	2.81	2.56	2.51
0.250	2.5	4.36	4.41	4.27	3.45	2.85	2.59	2.53
0.125	2.5	4.74	4.91	4.90	3.70	3.06	2.75	2.65
0.000	2.5	5.27	5.66	6.02	4.81	4.05	3.58	3.40

Para terreno rocoso  $F_r = 2.5$ .

### 3.1.5.3 Factores de comportamiento no lineal del suelo

Los efectos de la no linealidad de los materiales del suelo en la respuesta dinámica se pueden reconocer como una reducción en la velocidad efectiva de propagación de ondas en el manto de suelo, idealizado homogéneo, y por un aumento en el amortiguamiento. Con el propósito de incorporar estos efectos en los espectros de diseño, se hará una reducción de las ordenadas del espectro que reflejen los aumentos en el amortiguamiento y se ajustará el valor del periodo dominante del sitio  $T_s$ , sólo para determinar el ancho de la meseta espectral, como se indica en la sección 3.1.6.3. El periodo lineal  $T_s$  estará exento de modificaciones para determinar los factores de sitio,  $F_s$ , de respuesta,  $F_r$ , de no linealidad,  $F_{nl}$  y de velocidad,  $F_v$ .

#### 3.1.5.3.1 Factor de no linealidad $F_{nl}$

El factor de no linealidad,  $F_{nl}$ , es el parámetro con que se reducen las ordenadas del espectro de diseño debido al aumento del amortiguamiento por efectos de la no linealidad. Para determinar este

parámetro se requiere del periodo dominante del sitio,  $T_s$ , del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s$ , y del factor de distancia,  $F_d$ , de acuerdo con la ecuación 1.9.

Tabla 1.4. Factores  $F'_{nl}$  para la determinación de,  $F_{nl}$ , para suelos granulares.

$F_d \backslash p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

$$F_{nl} = \begin{cases} 1 - (1 - F'_{nl}) \frac{T_s}{T_{ref}} & \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F'_{nl} & \text{si } T_s > T_{ref} \end{cases} \quad (1.9)$$

donde

$T_{ref}$  es un periodo de referencia igual a 1.5 s

$F'_{nl}$  se determinará mediante una interpolación lineal con los valores de la tabla 1.4, para suelos granulares y de la tabla 1.5, para suelos arcillosos, partiendo de los valores del factor de distancia,  $F_d$ , y del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s$ .

Tabla 1.5. Factores  $F'_{nl}$  para la determinación de  $F_{nl}$  para suelos arcillosos.

$F_d \backslash p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.98	0.95	0.91	0.87	0.85	0.79	0.75
0.625	1.00	0.97	0.94	0.93	0.90	0.88	0.81	0.79
0.250	1.00	0.96	0.93	0.91	0.87	0.85	0.77	0.74
0.125	1.00	0.93	0.85	0.76	0.70	0.67	0.61	0.56
0.000	1.00	0.82	0.63	0.46	0.36	0.32	0.31	0.28

Para terreno rocoso  $F_{nl} = 1.0$ .

### 3.1.5.3.2 Factor de velocidad $F_v$

El factor de velocidad,  $F_v$ , es el parámetro con que se reduce la velocidad efectiva del manto de suelo,  $v_s$ , llamada velocidad equivalente,  $v'_s$ . Para determinar el parámetro,  $F_v$ , se requiere del periodo dominante del sitio,  $T_s$ , del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s$ , y del factor de distancia,  $F_d$ , de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_v = \begin{cases} 1 - (1 - F'_v) \frac{T_s}{T_{ref}} & \text{si } T_s \leq T_{ref} \\ F'_v & \text{si } T_s > T_{ref} \end{cases} \quad (1.10)$$

Tabla 1.6. Factores  $F'_v$  para la determinación de  $F_v$ , para suelos granulares.

$F_d$ $p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

Tabla 1.7. Factores  $F'_v$  para la determinación de  $F_v$ , para suelos arcillosos.

$F_d$ $p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.00	1.00	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99
0.250	1.00	0.99	0.98	0.96	0.94	0.93	0.93	0.93
0.125	1.00	0.98	0.95	0.90	0.86	0.84	0.84	0.84
0.000	1.00	0.95	0.88	0.77	0.69	0.67	0.66	0.66

Para terreno rocoso  $F_v = 1.0$

$F'_v$  se determinará mediante una interpolación lineal con los valores de la tabla 1.6 para suelos granulares y de la tabla 1.7 para suelos arcillosos, partiendo de los valores del factor de distancia,  $F_d$ , y del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s$ .

La velocidad equivalente,  $v'_s$ , se determinará como

$$v'_s = F_v v_s \quad (1.11)$$

Con la velocidad equivalente,  $v'_s$ , se calculará el periodo dominante del sitio  $T_s$ , llamado periodo equivalente,  $T'_s$ , y con éste se determinará el ancho de la meseta espectral según la sección 3.1.6.3.

### 3.1.6 ESPECTROS DE DISEÑO

Los espectros de diseño estipulados en este Manual son transparentes por reflejar la totalidad del peligro sísmico. Habrá que tomar en cuenta el tipo de estructura, la importancia estructural y, para el estado límite de colapso, las reducciones por ductilidad y sobrerresistencia.

Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico  $S_a(T_e)/g$ , expresadas como fracción de la gravedad y en función del periodo estructural adquieren la siguiente forma paramétrica

$$a = \frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^r & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^r \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (1.12)$$

donde

- a es la aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad
- $T_e$  es el periodo estructural
- $T_a$  es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- $T_b$  es el límite superior de la meseta del espectro de diseño
- $T_c = \begin{cases} 2s & \text{si } T_b < 2s \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2s \end{cases}$  es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- r es el parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para  $T_b \leq T_e < T_c$ , y es igual a  $T_s$ , pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1.0 ( $0.5 \leq r \leq 1.0$ ). Para terreno firme  $r=0.5$
- k es el parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para  $T_e \geq T_c$  (ver sección 3.1.6.4)
- $\beta$  es el factor de amortiguamiento (ver sección 3.1.6.5)

Para el estado límite de colapso en estructuras del grupo B, estos parámetros se definen a continuación.

### 3.1.6.1 Aceleración máxima del terreno $a_0$

Para determinar la aceleración máxima del terreno,  $a_0$ , se hará uso de los factores de sitio y no linealidad, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981.0}; \quad \text{con } F_s F_{nl} \geq 1.0 \quad (1.13)$$

### 3.1.6.2 Ordenada espectral máxima o coeficiente de diseño C

El coeficiente de diseño c se determinará haciendo uso de la siguiente ecuación:

$$c = F_r a_0 \quad (1.14)$$

### 3.1.6.3 Periodos característicos del espectro $T_a$ y $T_b$

Los periodos característicos del espectro se determinarán de acuerdo con las ecuaciones:

$$T_a = 0.35 T'_s \quad T_a \geq 0.1 \text{ s} \quad (1.15)$$

$$T_b = 1.20 T'_s \quad T_b \geq 0.6 \text{ s} \quad (1.16)$$

donde

$T'_s$  es el periodo equivalente, calculado con las ecuaciones 1.1 y 1.11, es decir,

$$T'_s = \frac{4H_s}{v'_s} = \frac{4H_s}{F_v v_s} = \frac{T_s}{F_v} \quad (1.17)$$

Para terreno rocoso  $T_a = 0.1 \text{ s}$  y  $T_b = 0.6 \text{ s}$ .

#### 3.1.6.4 Caída de la rama espectral descendente k

El parámetro k, que controla la caída de la rama descendente del espectro a periodo largo, se determinará mediante:

$$k = \begin{cases} \min \{1.5, 2 - T_s\} & \text{si } T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ \max \{0.35, \beta / F_r\} & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases} \quad (1.18)$$

Para terreno rocoso  $k = 2.0$

#### 3.1.6.5 Factor de amortiguamiento $\beta$

El factor de amortiguamiento permite modificar las ordenadas del espectro de diseño debido a valores de amortiguamiento estructural diferentes a 5%, o bien, debidos a los efectos de interacción suelo-estructura. Este factor se define como:

$$\beta = \left( \frac{0.05}{\zeta_e} \right)^\lambda; \quad \text{con } \lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.45 \frac{T_c}{T_e} & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (1.19)$$

En esta ecuación  $\zeta_e$  es el amortiguamiento estructural, o bien, el amortiguamiento efectivo debido a la interacción suelo-estructura, en cuyo caso, el periodo estructural  $T_e$  debe ser el periodo efectivo  $\tilde{T}_e$ .

#### 3.1.6.6 Espectros de diseño para estructuras del Grupo A y A+

Si para estructuras del Grupo B, el espectro de diseño para el estado límite de colapso se define como  $S_{a_{col}}^B$ , entonces para estructuras del Grupo A, el espectro correspondiente  $S_{a_{col}}^A$  se obtendrá al multiplicar todas las ordenadas espectrales  $S_{a_{col}}^B$  por el factor 1.5, es decir:

$$S_{a_{col}}^A = 1.5 \times S_{a_{col}}^B \quad (1.20)$$

El espectro de diseño para las estructuras del Grupo A+ se construirá a partir de la aceleración máxima en terreno rocoso  $a_0^r$  que suministra el programa PRODISIS cuando se especifica explícitamente este grupo de estructuras (A+). Para zonas de baja sismicidad, esta aceleración corresponde a la provista para estructuras del Grupo A.

### 3.1.6.7 Espectros de diseño para el estado límite de servicio

Para el estado límite de servicio se tomará como referencia la construcción del espectro de colapso para estructuras del Grupo B tomando en cuenta un factor de reducción de 5.5 y considerando que no existen efectos no lineales en el comportamiento del suelo, es decir, que los factores relacionados con el comportamiento no lineal son unitarios. Se tiene entonces que, para el estado límite de servicio, el espectro está definido como en la ecuación 1.12, con las siguientes particularidades,  $F_{nl} = 1.0$  y  $F_v = 1.0$ , es decir:

$$a_0 = \frac{F_s a_0^r}{981.0 \times 5.5} \quad (1.21)$$

$$T_a = 0.35 T_s \quad T_a \geq 0.1s \quad (1.22)$$

$$T_b = 1.20 T_s \quad T_b \geq 0.6s \quad (1.23)$$

Este espectro de diseño para el estado límite de servicio se tomará para la prevención de daños tanto para estructuras del Grupo B como de los Grupos A y A+. Es decir, en el espectro de diseño para el estado límite de servicio se debe tomar en cuenta la importancia estructural mediante un factor que es, a saber: 1.0 para estructuras del Grupo B, 1.5 para estructuras del Grupo A y  $\geq 1.5$  para estructuras del Grupo A+ (dependiendo de la localización geográfica del sitio). Nótese que, de acuerdo con las ecuaciones 1.22 y 1.23, para terrenos no rocosos, la meseta del espectro de servicio difiere de la meseta del espectro de colapso. Por lo tanto, el cociente de ambos espectros, llamado Factor de servicio,  $F_{ser} = S_{a_{col}} / S_{a_{ser}}$  es función del periodo estructural. Para terreno rocoso,  $F_{ser} = 5.5$  es constante.

### 3.1.6.8 Espectro de desplazamiento $S_d$

En algunas aplicaciones será necesario conocer el espectro de desplazamiento  $S_d$ . Éste se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$S_d(T_e) = \frac{T_e^2}{4\pi^2} S_a(T_e) \quad (1.24)$$

Cuando  $T_e$  tiende a infinito, el desplazamiento espectral tiende al desplazamiento máximo del terreno, dado por:

$$D_{max} = k \frac{c T_c^2}{4\pi^2} \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^{1/2} g \quad (1.25)$$

Si  $k \geq 1.0$ , el desplazamiento máximo espectral es el desplazamiento máximo del terreno. Si no, éste ocurre cuando  $T_e = T_c$ , y estará dado por:

$$Sd_{\max} = \beta \frac{c T_c^2}{4\pi^2} \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^{1/2} g \quad (1.26)$$

### 3.1.7 ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS DEL PELIGRO SÍSMICO

Para el análisis paso a paso de varios tipos de estructuras se recomienda el empleo de acelerogramas que reflejen el peligro sísmico del sitio. Para ello, se podrá hacer uso de registros de aceleración de temblores reales o de acelerogramas sintéticos. Si se utilizan temblores reales, sus acelerogramas se tomarán como funciones de Green para ser escalados a fin de obtener acelerogramas representativos de sismos de mayor tamaño. Se debe cuidar que el escalamiento refleje la intensidad sísmica, la duración del movimiento y el contenido de frecuencias esperados en el sitio ante la ocurrencia de los grandes temblores que pueden presentarse en la región sísmogénica que dio origen al temblor registrado. Para mayor detalle, se recomienda consultar las referencias indicadas en la sección de comentarios 3.1.8. Si se opta por el uso de acelerogramas sintéticos, se deberá tener cuidado que la construcción de estos acelerogramas artificiales cumpla con el peligro sísmico descrito para el sitio en términos de las ordenadas del espectro de diseño. Para ello, se recomienda consultar las referencias correspondientes, indicadas en la sección de comentarios 3.1.8. Si se opta por el uso de acelerogramas sintéticos, se deberá tener cuidado que la construcción de estos acelerogramas artificiales cumpla con el peligro sísmico descrito para el sitio. El peligro sísmico se caracterizará por espectros de peligro uniforme para periodos de retorno especificados (se recomienda que sea el periodo de retorno óptimo), o bien el espectro de diseño de sitio descrito en la sección 3.1.6 de estas recomendaciones. También será válido caracterizar el contenido espectral a partir de sismos con origen, magnitud y distancia especificados. Para ello, se recomienda consultar las referencias correspondientes, indicadas en la sección de comentarios 3.1.8. El programa PRODISIS suministra acelerogramas que se construyen a partir del espectro de diseño de sitio.



# **SECCIÓN 3.2**

## **CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	25
3.2.1	INTRODUCCIÓN .....	27
3.2.2	CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO.....	27
3.2.3	CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU ESTRUCTURACIÓN ....	28
3.2.4	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO $Q$ .....	30
3.2.5	FACTOR REDUCTOR POR DUCTILIDAD $Q'$ .....	30



**NOMENCLATURA**

k	Parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T_e \geq T_b$	$T_b$	Límite superior de la meseta del espectro de diseño
p	Factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente	$T_c$	Periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
Q	Factor de comportamiento sísmico		
$Q'$	Factor reductor por ductilidad		
$T_a$	Límite inferior de la meseta del espectro de diseño	$T_e$	Periodo estructural
		$\beta$	Factor de amortiguamiento



### 3.2.1 INTRODUCCIÓN

La naturaleza del fenómeno sísmico implica que los temblores futuros se pueden describir sólo en términos probabilistas. En efecto, es imposible acotar, dentro de límites prácticos, la máxima intensidad sísmica que puede ocurrir en un sitio. En la elección del temblor de diseño debe considerarse, explícitamente, la probabilidad de que su intensidad se exceda cuando menos una vez durante la vida útil supuesta para la estructura. En consecuencia, si se supone que su resistencia es determinista e igual a la de diseño, la estructura tiene una probabilidad de falla que es igual a la probabilidad de que se exceda la intensidad de diseño.

Aun la recomendación más conservadora no suministraría una protección absoluta contra el temblor más intenso que pudiera ocurrir. Tampoco parece haber un límite superior dentro de un intervalo práctico. Por consiguiente, los criterios de diseño sísmico se fundamentan en la admisión de la posibilidad de colapso de toda la estructura, por remoto que se considere el fenómeno. Ello conduce a que unas estructuras han de protegerse contra el colapso en mayor grado que otras, de acuerdo con su importancia.

Ante este panorama, las solicitaciones que se adopten para el diseño sísmico de una estructura deben ser función, tanto de las características probables de los temblores que puedan ocurrir en el sitio, como del grado de seguridad recomendable para la estructura, que es función creciente de la pérdida que implicaría su falla, pero función decreciente de la rapidez de variación de su costo con respecto a su resistencia.

Por otra parte, las solicitaciones de diseño también dependen del sistema estructural, de los elementos y materiales de la estructura y de los detalles de diseño y construcción, que determinan la forma de falla. Conviene considerar estos aspectos estructurales mediante dos conceptos: a) las características estructurales para soportar cargas sísmicas y b) la capacidad para disipar energía por comportamiento inelástico a través del desarrollo de deformaciones en los intervalos no lineales de las curvas carga-deformación. Esta forma de tomar en cuenta los aspectos estructurales lleva a caracterizar las estructuras en función de su estructuración, por un lado, y de su ductilidad, por otro.

Para el diseño sísmico racional de las construcciones debe tomarse en cuenta la protección que se les debe suministrar, su estructuración y su desempeño ante solicitaciones sísmicas. Estos conceptos se describen a continuación.

### 3.2.2 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO

El destino de las construcciones debe tomarse como referencia para determinar su importancia, y con ello, la protección o seguridad que se les provea. Este criterio se consigna en la tabla 2.1. En el diseño sísmico de estas estructuras se seguirán criterios especiales acordes con el estado del conocimiento.

Tabla 2.1. Clasificación de las estructuras según su destino

GRUPO	DESCRIPCIÓN
<b>A+</b>	Las estructuras de “gran importancia”, o del Grupo A+, son estructuras en que se requiere un grado de seguridad extrema. Su falla es inadmisibles porque, si se presenta, conduciría a la pérdida de miles de vidas humanas, a un grave daño ecológico, económico o social, o bien, impediría el desarrollo nacional o cambiaría el rumbo del país. Son estructuras de importancia extrema, como las grandes presas y las plantas nucleares.
<b>A</b>	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud intensa o excepcionalmente alta, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o inflamables, así como construcciones cuyo funcionamiento sea esencial a raíz de un sismo. Tal es el caso de puentes principales, sistemas de abastecimiento de agua potable, subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, estadios, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas, gasolineras, depósitos de sustancias inflamables o tóxicas y locales que alojen equipo especialmente costoso. Se incluyen también todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica cuya falla por movimiento sísmico pondría en peligro la operación de la planta, así como las estructuras para la transmisión y distribución de energía eléctrica.
<b>B</b>	Estructuras en que se requiere un grado de seguridad convencional. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas moderadas o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, tales como naves industriales, locales comerciales, estructuras comunes destinadas a vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles, depósitos y estructuras urbanas o industriales no incluidas en el grupo A, así como muros de retención, bodegas ordinarias y bardas. También se incluyen todas aquellas estructuras de plantas de generación de energía eléctrica que en caso de fallar por temblor no paralizarían el funcionamiento de la planta.

### 3.2.3 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU ESTRUCTURACIÓN

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica, las construcciones se clasifican, según su estructuración, como se indica en la tabla 2.2.

Tabla 2.2. Clasificación de las estructuras según su estructuración

<b>TIPO 1</b>	Estructuras de edificios: Estructuras comunes tales como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por la combinación de estos.
---------------	---



<b>TIPO 2</b>	Péndulos invertidos y apéndices. Péndulos invertidos o estructuras en que 50 % o más de su masa se halle en el extremo superior y tengan un sólo elemento resistente en la dirección de análisis o una sola hilera de columnas perpendicular a ésta. Apéndices o elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura, tales como tanques, parapetos, pretilas, anuncios, ornamentos, ventanales, muros y revestimientos, entre otros.
<b>TIPO 3</b>	Muros de retención. Estructuras que por su altura soportan grandes presiones debidas a rellenos que aumentan con la presencia del agua.
<b>TIPO 4</b>	Chimeneas, silos y similares. Chimeneas y silos, o estructuras semejantes en que la masa y rigidez se encuentren distribuidas continuamente a lo largo de su altura y donde dominen las deformaciones por flexión.
<b>TIPO 5</b>	Tanques, depósitos y similares. Tanques elevados y depósitos superficiales, o estructuras semejantes destinadas al almacenamiento de líquidos que originan importantes fuerzas hidrodinámicas sobre el recipiente.
<b>TIPO 6</b>	Estructuras industriales. Estructuras fabriles en que se requieren grandes áreas libres de columnas y donde se permite casi siempre colocar columnas relativamente cercanas unas de las otras a lo largo de los ejes longitudinales, dejando entonces grandes claros libres entre esos ejes. Estas estructuras están formadas en la mayoría de los casos por una sucesión de marcos rígidos trasversales, todos iguales o muy parecidos, ligados entre sí por los elementos de contraventeo que soportan los largueros para la cubierta y los recubrimientos de las paredes.
<b>TIPO 7</b>	Puentes. Estructuras destinadas a cubrir grandes claros. Las fuerzas laterales son soportadas principalmente por columnas trabajando en cantiliver.
<b>TIPO 8</b>	Tuberías. Estructuras destinadas al transporte de materiales líquidos o gaseosos, que cubren grandes distancias. La masa y la rigidez se distribuyen uniformemente a lo largo de estas estructuras.
<b>TIPO 9</b>	Presas. Son estructuras formadas por grandes masas de material, cuya estabilidad se proporciona fundamentalmente por su peso propio. Se destinan para contener una gran cantidad de agua, lo cual genera altas presiones hidrodinámicas.
<b>TIPO 10</b>	Aislamiento sísmico y disipación de energía. Son elementos estructurales que forman parte del sistema que soporta la carga gravitacional de cualquier tipo de estructura. Estos elementos generalmente se diseñan para proporcionar protección sísmica en las estructuras a base de aislamiento y disipación de energía.
<b>TIPO 11</b>	Torres de telecomunicación. Es una estructura esbelta de soporte para equipos de telecomunicación. Estos sistemas generalmente están constituidos por estructuras de celosía y pueden ser autoportantes o constar con sistemas de arriostramiento.
<b>TIPO 12</b>	Túneles. Son estructuras subterráneas construidas para establecer una comunicación a través de un monte, por debajo de un río u otro obstáculo similar.
<b>TIPO 13</b>	Cimentación. La cimentación constituye el elemento intermedio que permite transmitir las cargas que de una estructura al suelo subyacente, de modo que no rebase la capacidad portante del suelo, y que las deformaciones producidas en éste sean admisibles para la estructura.

### 3.2.4 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q

En la actualidad, la forma más adecuada de caracterizar las estructuras en función de su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico Q, que en realidad no sólo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración, al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica que los métodos convencionales de diseño no consideran.

Para las distintas estructuras comprendidas dentro de la clasificación por tipos considerada se adoptarán los siguientes valores del factor de comportamiento sísmico.

En la sección de recomendaciones, elaborada para cada uno de los tipos de estructuración considerados en la tabla 2.2, se suministran los factores de comportamiento sísmico que se adoptarán en el diseño siguiendo las especificaciones que se indican a continuación.

### 3.2.5 FACTOR REDUCTOR POR DUCTILIDAD Q'

Para fines de diseño, en el estado límite de colapso, se tendrá en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura, aunque sea de manera aproximada. Para ello, las ordenadas espectrales se dividirán por el factor de reducción por ductilidad Q' a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas. Para cualquier tipo de estructura, el factor reductor se calculará como sigue:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T_e}{T_b}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (2.1)$$

donde

- Q es el factor de comportamiento sísmico especificado en las recomendaciones para cada tipo de estructura
- $\beta$  es el factor de amortiguamiento (sección 3.1.6.5)
- $T_b$  es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (sección 3.1.6.3)
- $T_e$  es el periodo estructural
- k es un parámetro que controla la caída del espectro (sección 3.1.6.4)
- p es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente, calculado de la siguiente forma:

$$p = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^2 \quad (2.2)$$

En caso de que se adopten dispositivos especiales capaces de disipar energía por amortiguamiento o comportamiento inelástico, podrán emplearse criterios de diseño sísmico que difieran de los

especificados en este Manual, siempre que sean congruentes con ellos y se demuestre convincentemente tanto la eficacia de los dispositivos o soluciones estructurales como la validez de los valores del amortiguamiento y el factor reductor que se propongan.



# **SECCIÓN 3.3**

## **ESTRUCTURAS TIPO 1**

### **ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS**



## ÍNDICE

	NOMENCLATURA .....	37
3.3.1	ESPECTROS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS TIPO EDIFICIO.....	39
3.3.1.1	Factor de comportamiento sísmico $Q$ .....	39
3.3.1.2	Valores de $Q$ y $Q'$ a emplear para fines de diseño .....	41
3.3.1.3	Reducción por sobrerresistencia, $R$ .....	41
3.3.1.4	Factor por redundancia, $\rho$ .....	42
3.3.1.5	Factor de amplificación por comportamiento degradante, $A_{cd}$ .....	42
3.3.1.6	Espectro de diseño reducido.....	42
3.3.2	CONDICIONES DE REGULARIDAD.....	43
3.3.2.1	Estructuras regulares.....	43
3.3.2.2	Estructura irregular.....	44
3.3.2.3	Estructuras fuertemente irregular.....	44
3.3.2.4	Corrección por irregularidad.....	44
3.3.3	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS .....	45
3.3.4	MÉTODO SIMPLIFICADO .....	45
3.3.5	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	47
3.3.5.1	Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar $T_e$ .....	47
3.3.5.2	Valuación de fuerzas sísmicas estimando $T_e$ .....	49
3.3.5.3	Momentos torsionantes.....	50
3.3.5.4	Momentos de volteo.....	52
3.3.5.5	Efectos de segundo orden .....	52
3.3.5.6	Efectos combinados de los movimientos del terreno.....	52
3.3.5.7	Comportamiento asimétrico .....	53
3.3.6	ANÁLISIS DINÁMICO .....	54
3.3.6.1	Análisis modal espectral .....	54
3.3.6.2	Análisis paso a paso .....	55
3.3.6.3	Revisión por cortante basal.....	55
3.3.6.4	Efectos especiales .....	56
3.3.7	REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE .....	56
3.3.7.1	Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio).....	56
3.3.7.2	Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso.....	56
3.3.7.3	Rotura de vidrios .....	57
3.3.7.4	Separación con estructuras adyacentes .....	57
3.3.8	REVISIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	58





## NOMENCLATURA

$a_0$	Aceleración máxima normalizada con la aceleración de la gravedad	$N_e$	Número de masas concentradas o niveles del edificio
$a(\beta)$	Aceleración espectral para $T_e$ y considerando los cambios debidos a amortiguamientos diferentes de 5%	$P_n$	Fuerza lateral que actúa en el centro de la masa del nivel $n$
$a'$	Ordenada espectral reducida	$q$	$(T_b / T_e)^r$
$A_{ca}$	Factor de amplificación por comportamiento asimétrico	$Q$	Factor de comportamiento sísmico
$A_{cd}$	Factor de amplificación por comportamiento histerético degradante	$Q'$	Factor reductor por ductilidad
$b_n$	Máxima dimensión en planta del entrepiso $n$ medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno	$R$	Factor de reducción por sobrerresistencia
$b'_n$	Máxima dimensión en planta del entrepiso $n$ medida en el sentido del movimiento del sismo	$R_0$	Sobrerresistencia índice, dependiente del sistema estructural
$b_t$	Base del tablero o marco	$S$	Respuesta total de los desplazamiento o elementos mecánicos
$c$	Aceleración máxima espectral o coeficiente sísmico reducido	$S_n$	Respuestas modales
$d$	Diferencia entre los valores de la resistencia lateral en estructuras con comportamiento asimétrico que causarían la falla o fluencia plástica en uno y otro sentido, expresados en $g$	$T_a$	Límite inferior de la meseta del espectro
$e_{an}$	Excentricidad adicional (ec. 3.22 o 3.23)	$T_b$	Límite superior de la meseta del espectro o periodo característico
$e_{dn}$	Excentricidad torsional con efectos dinámicos	$T_e$	Periodo fundamental de la estructura en la dirección del análisis
$e_n$	Excentricidad torsional calculada en el entrepiso $n$	$T_s$	Periodo dominante del sitio
$e_n^\pm$	Excentricidad torsional de diseño en el entrepiso $n$	$T_v$	Periodo fundamental estimado de la estructura en la dirección vertical
$F_{AE}$	Factor de área efectiva de los muros	$V$	Fuerza cortante basal
$F_{kn}^2$	Relación entre las rigideces de torsión y lateral de la planta	$V_n$	Fuerza cortante en el entrepiso $n$
$F_s$	Factor de sitio	$W$	Peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas
$F_{ser}$	Factor de servicio	$W_{en}$	Peso efectivo del modo $n$
$g$	Acercación de la gravedad	$W_n$	Peso de la masa del nivel $n$
$h_n$	Altura del nivel $n$ sobre el desplante	$W_{tot}$	Peso total de la construcción
$h_n'$	Altura del entrepiso $n$	$W'_n$	Peso de la estructura incluyendo cargas muertas y vivas en el entrepiso $n$
$h_t$	Altura del tablero o marco	$X_n$	Desplazamiento en la dirección de la fuerza en el entrepiso $n$
$H$	Altura de la estructura	$X'_n$	Desplazamiento relativo del entrepiso $n$
$J$	Vector con componentes iguales a 1	$Z_n$	$n$ -ésimo modo natural de vibración
$k_1, k_2, k_3$	Parámetros para estructuras con comportamiento asimétrico	$\alpha$	Factor correctivo por irregularidad
$L$	Longitud de muro	$\alpha_1, \alpha_2$	Coefficientes de proporcionalidad
$M_e$	Matriz de masas de la estructura	$\alpha_f$	Coefficiente proporcional a la masa
$M_n^t$	Momento torsionante en el entrepiso $n$	$\beta$	Factor de amortiguamiento
$M_n^v$	Momento de volteo	$\rho$	Factor por redundancia
		$\omega_n, \omega_m$	Frecuencias naturales sin amortiguar asociadas al $n$ -ésimo y $m$ -ésimo modos
		$\zeta_n, \zeta_m$	Fracciones del amortiguamiento crítico asociadas al $n$ -ésimo y $m$ -ésimo modos
		$\Delta_n$	Factor de amplificación de deformaciones
		$\Delta_p$	Desplomo de la estructura dividido entre su altura



En esta sección se presentan los criterios para evaluar las solicitaciones sísmicas que obran en estructuras de edificios. Para el diseño se considerarán dos estados límites: a) el nivel de servicio, en que se revisarán las deformaciones para limitar los daños y, b) el nivel de prevención de colapso, en que se determinarán las resistencias y se revisarán las deformaciones para prevenir la falla estructural. Los choques contra estructuras adyacentes y rotura de vidrios se tomarán en cuenta en el nivel de prevención de colapso.

### 3.3.1 ESPECTROS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS TIPO EDIFICIO

Para estructuras tipo edificio se consideran las reducciones por ductilidad, sobrerresistencia y redundancia, los posibles cambios por emplear amortiguamientos distintos al 5%, así como las modificaciones por interacción suelo–estructura. Se considerarán amplificaciones para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos. Para ello, se tomarán en cuenta los siguientes conceptos.

#### 3.3.1.1 Factor de comportamiento sísmico, $Q$

Para estructuras de edificios se recomienda la adopción de los siguientes factores de comportamiento sísmico:

$Q = 4$  cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales. También cuando se suministra por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales. En este caso, los marcos de cada entrepiso son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50% de la fuerza sísmica actuante.
2. Si hay muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia ligados a la estructura, se deben considerar en el análisis pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y, además, si los marcos, sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de este cociente para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso tomando en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, particularmente los muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que se fijan para marcos y muros dúctiles en las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto vigentes.
5. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que se fijan en las normas técnicas complementarias para estructuras metálicas vigentes o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo con estas normas.

Q = 3 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

Se satisfacen las condiciones 2 y 4 ó 5 y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3 especificadas para el caso Q = 4, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas técnicas complementarias para estructuras de concreto vigentes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las normas correspondientes vigentes.

Q = 2 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo que se especifica para los casos Q = 4 y Q = 3 o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes vigentes.

También se usará Q = 2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas técnicas correspondientes vigentes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las normas técnicas de estructuras de madera vigentes, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas técnicas correspondientes vigentes.

Q = 1.5 cuando cumplan los siguientes requisitos:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas para estructuras de mampostería vigentes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos Q = 3 y Q = 2, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las normas correspondientes vigentes.

Q = 1 cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada, al menos parcialmente, por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre que se puede emplear un valor más alto que el recomendado en este Manual. También en algunas estructuras de acero como se indica en las normas correspondientes vigentes.

### 3.3.1.2 Valores de Q y Q' a emplear para fines de diseño

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos y sistemas sismorresistentes de la estructura en la dirección de análisis. El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean sus propiedades en estas direcciones.

Los criterios para definir el factor reductor por ductilidad, Q', se encuentra en la sección 3.2.5.

### 3.3.1.3 Reducción por sobrerresistencia, R

En general, existen diversos factores que hacen que las estructuras tengan una sobrerresistencia. La opción más práctica de tomar en cuenta este aspecto consiste en aplicar un factor reductor del lado de las acciones, como se muestra en la descripción de los métodos de análisis. La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor R, como:

$$R = \begin{cases} R_0 + 0.5 \left( 1 - \sqrt{T_e/T_a} \right); & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_0 ; & \text{si } T_e > T_a \end{cases} \quad (3.1)$$

donde

- $T_a$  es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- $T_e$  es el periodo fundamental de la estructural en la dirección del análisis
- $R_0$  es la sobrerresistencia índice, dependiendo del sistema estructural

El factor R puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones. Los valores de  $R_0$  dependen del sistema estructural seleccionado, como se señala a continuación:

$R_0 = 2$  para los siguientes sistemas estructurales:

Marcos de concreto reforzado, de acero estructural o compuestos de los dos materiales diseñados con  $Q = 3$  o  $Q = 2$ ; columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos o estructuraciones hechas con elementos de concreto prefabricado o presforzado; por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales diseñados con  $Q = 2$ ; por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior o por marcos y armaduras de madera.

$R_0 = 2.5$  para los siguientes sistemas estructurales:

Marcos dúctiles de concreto reforzado, de acero estructural o compuestos de los dos materiales diseñados con  $Q = 4$ , por sistemas de muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales diseñados con  $Q = 3$ , o por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales diseñados con  $Q = 3$ , o muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las normas técnicas de estructuras de madera.

$R_0 = 3$  para los siguientes sistemas estructurales:

Estructuraciones mixtas dúctiles diseñadas con  $Q = 4$ , como marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales.

### 3.3.1.4 Factor por redundancia, $\rho$

Para cada dirección ortogonal de análisis, la redundancia de la estructuración empleada se tomará en cuenta mediante el factor por redundancia,  $\rho$ , de la siguiente manera:

$\rho = 0.8$  cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.).

$\rho = 1.0$  cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos dos crujías o estructuraciones equivalentes.

$\rho = 1.25$  cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujías o estructuraciones equivalentes.

### 3.3.1.5 Factor de amplificación por comportamiento degradante, $A_{cd}$

Para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, las ordenadas del espectro de diseño se multiplicarán por el factor de amplificación por comportamiento degradante  $A_{cd}$  dado por:

$$A_{cd} = 0.8 + \frac{1}{2 + 5 \left| 2 \frac{T_e}{T_s} - 1 \right|^5} \quad (3.2)$$

donde

$T_s$  es el periodo dominante del sitio

### 3.3.1.6 Espectro de diseño reducido

Para obtener el espectro de diseño reducido, se hará uso de la forma funcional dada por la ecuación 1.12 de la sección 3.1, que incluye un criterio para modificar las ordenadas espectrales debidas al hecho de adoptar valores de amortiguamiento diferentes de 5%. Se prevén tres situaciones: a) que después de examinar la estructuración del edificio, el analista demuestre o justifique el uso de un valor diferente, b) que los efectos de interacción sean significativos e induzcan cambios en el valor

nominal de amortiguamiento de 5% y, c) una combinación de ambas. Para la especialización del espectro de diseño, habrá que cuantificar el amortiguamiento crítico influido por estos conceptos. Ello se incorpora a través de un factor de amortiguamiento  $\beta$  que se calcula como se indica en la sección 3.1.6.5. Si  $\beta = 1.0$ , el amortiguamiento adoptado es 5%. El concepto de dependencia de las ordenadas del espectro con el amortiguamiento, así como sus reducciones debidas a la ductilidad, a la sobrerresistencia y a la redundancia se pueden representar mediante

$$a' = \frac{a(\beta)}{Q'R\rho} \quad (3.3)$$

Para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos, las ordenadas espectrales reducidas  $a'$  se calcularán como:

$$a' = \frac{a(\beta)A_{cd}}{Q'R\rho} \quad (3.4)$$

Los valores de los parámetros de la forma espectral propuesta corresponden al nivel de prevención de colapso para estructuras del grupo B y se deberán incrementar en 50% para estructuras del grupo A.

### 3.3.2 CONDICIONES DE REGULARIDAD

#### 3.3.2.1 Estructuras regulares

Para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer simultáneamente las siguientes condiciones:

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.
3. La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.
4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.
5. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso

de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.

9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.
11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

### 3.3.2.2 Estructura irregular

Una estructura es irregular si no cumple con una o más de las condiciones de regularidad descritas en la sección 3.3.2.1.

### 3.3.2.3 Estructura fuertemente irregular

Una estructura será considerada fuertemente irregular si se cumple alguna de las condiciones siguientes:

1. La excentricidad torsional calculada estáticamente en algún entrepiso excede en más de 20% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad
2. La rigidez o resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100% a la del piso inmediatamente inferior.
3. No cumple simultáneamente con las condiciones 10 y 11 de regularidad descritas en la sección 3.3.2.1.

### 3.3.2.4 Corrección por irregularidad

En el diseño sísmico de estructuras que no satisfagan las condiciones de regularidad especificadas, el factor reductor por ductilidad  $Q'$ , descrito en la sección 3.2.5, se multiplicará por el factor  $\alpha$  indicado en la tabla 3.1 a fin de obtener las fuerzas sísmicas reducidas por ductilidad. Sin embargo, en ningún caso  $Q'$  se tomará menor que la unidad.

Tabla 3.1. Factor correctivo por irregularidad,  $\alpha$

FACTOR CORRECTIVO $\alpha$	TIPO DE IRREGULARIDAD
0.9	Cuando no se cumpla una condición de regularidad enumeradas del 1 al 9 en la sección 3.3.2.1
0.8	Cuando no se cumplan dos o más condiciones de regularidad, o no se cumpla con la condición 10 o 11 de regularidad de la sección 3.3.2.1
0.7	Estructuras fuertemente irregulares

Los desplazamientos laterales calculados, tomando en cuenta la reducción por irregularidad, se multiplicarán por el producto  $QR_p$  para calcular efectos de segundo orden.



### 3.3.3 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Para el análisis sísmico de estructuras de edificios se puede recurrir a tres tipos de análisis:

- a) Método simplificado
- b) Análisis estático
- c) Análisis dinámico

El método simplificado se describe en la sección 3.3.4. Es el más simple de utilizar; sin embargo, sólo es aplicable a estructuras regulares con altura no mayor de 13 m, que cumplan simultáneamente con todos los requisitos indicados.

El método estático, descrito en la sección 3.3.5, es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno rocoso, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente. Para que una estructura se considere regular, debe cumplir las condiciones descritas en la sección 3.3.2, en caso contrario, se considerará irregular. Las estructuras que no cumplan los requisitos anteriores, se deberán analizar empleando un método dinámico según se establece en la sección 3.3.6. El análisis dinámico es aplicable en todos los casos.

### 3.3.4 MÉTODO SIMPLIFICADO

El método simplificado solamente será aplicable al análisis de estructuras que cumplan simultáneamente los tres requisitos siguientes:

1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte. Dichos muros tendrán distribución sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales y deberán satisfacer las condiciones que establecen las correspondientes normas técnicas complementarias vigentes para estructuras de mampostería, concreto, estructuras metálicas y madera. Para que la distribución de elementos resistentes pueda considerarse sensiblemente simétrica, la excentricidad torsional en dos direcciones ortogonales, calculada estáticamente, no deberá exceder el 10% de la dimensión en planta del edificio, medida paralelamente a la excentricidad. Esta excentricidad se podrá estimar como el cociente del valor absoluto de la suma algebraica del momento de las áreas efectivas de los muros, con respecto al centro de cortante del entrepiso, entre el área total de los muros orientados en la dirección del análisis.

El área efectiva de los muros es el producto del área bruta de la sección transversal y el factor de área efectiva  $F_{AE}$ , que para el estado límite de servicio o comportamiento elástico ( $Q = 1$ ) estará dado por las siguientes ecuaciones:

$$F_{AE} = \begin{cases} 1.5 + \frac{h'_n}{L} - 1.5 \left( \frac{h'_n}{L} \right)^2 \\ 2.2 - 1.5 \frac{h'_n}{L} + 0.3 \left( \frac{h'_n}{L} \right)^2 \end{cases} \quad \text{si} \quad \begin{cases} \frac{h'_n}{L} \leq 1.0 \\ 1.0 < \frac{h'_n}{L} \leq 2.5 \end{cases} \quad (3.5)$$

y para el estado límite de prevención de colapso,  $F_{AE}$  estará dado por la siguiente ecuación:

$$F_{AE} = 0.6 + 0.6 \frac{h'_n}{L} - 0.3 \left( \frac{h'_n}{L} \right)^2 + 0.05 \left( \frac{h'_n}{L} \right)^3 \quad \text{si} \quad \frac{h'_n}{L} \leq 2.5 \quad (3.6)$$

donde

- $h'_n$  es la altura del entrepiso n
- $L$  es la longitud del muro

Los muros referidos en este párrafo podrán ser de mampostería, concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera. En este último caso estarán arriostrados con diagonales.

2. La relación entre longitud y ancho de la planta de la estructura no excederá de 2.0, a menos que, para fines de análisis sísmico, dicha planta se pueda suponer dividida en tramos independientes cuya relación entre longitud y ancho satisfaga esta restricción y la indicada en el inciso 1 y cada tramo resista la fuerza cortante que le corresponda calculada como se indica al final de esta sección.
3. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base de la estructura no excederá de 1.5 y la altura de la estructura no será mayor de 13 m.

Para aplicar este método se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes y momentos de volteo. Únicamente será necesario verificar que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en el piso, calculada según se especifica en la sección 3.3.5.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia en sustitución del término  $c/Q \cdot R_p$  (ecuación 3.10). Estos se obtienen haciendo uso del programa PRODISIS si se trata de construcciones del grupo B. Estos coeficientes se multiplicarán por 1.5 cuando se trate de construcciones del grupo A. La verificación se realizará en dos direcciones ortogonales. Para el uso del programa PRODISIS habrá que:

- a) Localizar el sitio de interés dentro del territorio mexicano
- b) Suministrar el número de golpes promedio de la prueba de penetración estándar en una profundidad explorada de 10 m, o utilizar los valores recomendados en la sección 3.1.4.2 y 3.1.4.3
- c) Determinar si se trata de una estructura con
  - muros de piezas macizas o diafragmas de madera contrachapada
  - muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera
- d) La altura del edificio en metros

### 3.3.5 ANÁLISIS ESTÁTICO

El método estático es aplicable a edificios regulares cuya altura sea menor o igual que 30 m y estructuras irregulares con altura no mayor de 20 m. En terreno rocoso, estos límites se incrementan a 40 y 30 m, respectivamente.

El método de análisis estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- 1) Calcular fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos que produzcan efectos equivalentes a la acción sísmica.
- 2) Distribuir las fuerzas laterales del paso 1 y los momentos torsionantes asociados a estas fuerzas entre los sistemas resistentes a carga lateral que conforman la estructura, como son marcos, muros o combinaciones de éstos.
- 3) Analizar cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

#### 3.3.5.1 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar $T_e$

Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura se supondrá un conjunto de fuerzas de inercia laterales actuando sobre cada uno de los niveles, en los que se suponen concentradas las masas, como se ilustra en la figura 3.1.

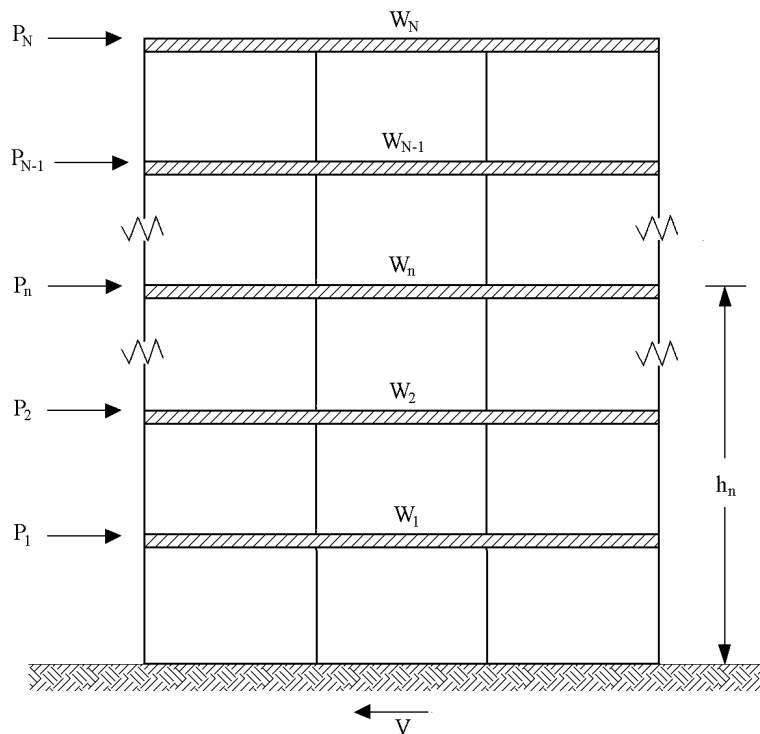


Figura 3.1. Fuerzas sísmicas en un edificio.

Las fuerzas de inercia se determinarán considerando que las aceleraciones de las masas de la estructura varían linealmente con la altura y que la fuerza cortante basal de la estructura es igual al coeficiente sísmico, reducido por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia y multiplicado por el peso de la construcción, independientemente del periodo fundamental de la estructura. Para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos

histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, se amplificarán por este concepto conforme se establece en la ecuación 3.4.

De acuerdo con lo anterior, cada una de las fuerzas de inercia se tomará igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a su altura sobre el desplante o nivel a partir del que las deformaciones laterales de la estructura pueden ser apreciables, es decir:

$$P_n = \alpha_f W_n h_n \quad (3.7)$$

donde

$W_n$  es el peso de la masa del nivel  $n$   
 $h_n$  es la altura del nivel  $n$  sobre el desplante

El coeficiente se tomará de tal manera que la relación

$$\frac{V}{W} = \frac{c\beta}{Q'R\rho} \quad (3.8)$$

donde

$V$  es la fuerza cortante basal  
 $W$  es el peso de la construcción, incluyendo cargas muertas y vivas  
 $Q'$  el factor reductor por ductilidad, calculado como se indica en la ecuación 2.1 de la sección 3.2.5 para  $T_e = T_b$ .  
 $T_b$  es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño  
 $c$  es el coeficiente sísmico dado por la ecuación 1.14 de la sección 3.1.6.2  
 $\beta$  es el factor de amortiguamiento definido en la ecuación 1.19 de la sección 3.1.6.5. Si el amortiguamiento estructural es 5% y no hay efectos de interacción  $\beta = 1.0$

De esta forma se tiene que

$$\alpha_f = \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c\beta}{Q'R\rho} \quad (3.9)$$

donde

$N_e$  es el número de masas concentradas, igual al número de niveles del edificio

Sustituyendo la ecuación 3.9 en la ecuación 3.7 se obtiene que la fuerza lateral que actúa en el centro de masa del nivel  $n$  es igual a:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c\beta}{Q'R\rho} \quad (3.10)$$

Para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, la ecuación 3.10 se transforma en:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c\beta A_{cd}}{Q'R\rho} \quad (3.11)$$

### 3.3.5.2 Valuación de fuerzas sísmicas estimando $T_e$

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según la sección 3.3.5.1, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

- 1) El periodo fundamental de vibración de la estructura se obtendrá aproximadamente a partir del cociente de Schwartz mediante la ecuación:

$$T_e = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[ \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^{N_e} P_n X_n} \right]^{1/2} \quad (3.12)$$

donde

- $P_n$  es la fuerza lateral que actúa sobre la masa del nivel  $n$  de acuerdo con las ecuaciones 3.10 o 3.11
- $X_n$  es el desplazamiento del nivel  $n$  en la dirección de la fuerza
- $g$  es la aceleración de la gravedad

- 2) Si  $T_e$  es menor que el periodo característico  $T_b$  se procederá como en la sección 3.3.5.1 con la relación  $V/W$  igual a  $a(\beta)/Q'R\rho$ . Esto implica que las fuerzas sísmicas sean:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{a(\beta)}{Q'R\rho} \quad (3.13)$$

o para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{a(\beta) A_{cd}}{Q'R\rho} \quad (3.14)$$

donde

- $a(\beta)$  es la aceleración espectral, normalizada con la gravedad, correspondiente a  $T_e$  y considerando los cambios debidos a amortiguamientos diferentes de 5%

- 3) Si  $T_e$  es mayor que el periodo característico  $T_b$ , en vez de la variación lineal de la aceleración con la altura, se adoptará una variación cuadrática que conduce a una fuerza lateral en la  $i$ -ésima masa de la forma:

$$P_n = W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a(\beta)}{Q'R\rho} \quad (3.15)$$

o para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia

$$P_n = W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a(\beta)A_{cd}}{Q'R\rho} \quad (3.16)$$

donde

$\alpha_1, \alpha_2$  son los coeficientes de proporcionalidad y están dados por:

$$\alpha_1 = (1 - 0.5r(1-q)) \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \quad (3.17)$$

$$\alpha_2 = 0.75r(1-q) \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n^2} \quad (3.18)$$

donde

$q$  es igual a  $(T_b/T_e)^r$ , siendo  $r$  un coeficiente que vale 1.0, 1.33 y 2.0, para terrenos con factor de sitio  $F_s = 1.0$ ,  $1.0 < F_s \leq 1.5$  y  $F_s > 1.5$ , respectivamente

En este caso, los coeficientes  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  se tomaron de tal manera que la relación  $V/W$  sea idéntica, según sea el caso, a  $a/Q'R\rho$  ó  $aA_{cd}/Q'R\rho$  cuando  $T_e$  es igual a  $T_b$  y tienda a 1.25, 1.33 y 1.5 veces  $a/Q'R\rho$  ó  $aA_{cd}/Q'R\rho$  para terrenos con factor de sitio  $F_s = 1.0$ ,  $1.0 < F_s \leq 1.5$  y  $F_s > 1.5$ , respectivamente, cuando  $T_e$  tiende a infinito.

### 3.3.5.3 Momentos torsionantes

El momento torsionante,  $Mo_n^t$ , en el entrepiso  $n$ , se tomará igual a la fuerza cortante  $V_n$  en el entrepiso multiplicada por la excentricidad de diseño,  $e_n^+$  ó  $e_n^-$ , que resulte más desfavorable para cada sistema resistente de la estructura. Sin embargo, ningún elemento estructural tendrá una resistencia menor que la necesaria para resistir la fuerza cortante directa.

$$Mo_n^t = \begin{cases} V_n e_n^+; & e_n^+ = e_{dn} + 0.05 b_n \\ V_n e_n^-; & e_n^- = 0.5e_n - 0.05 b_n \end{cases} \quad (3.19)$$

donde

$e_n$	es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso $n$ , igual a la distancia entre el centro de torsión y la línea de acción de la fuerza cortante correspondientes a dicho entrepiso
$b_n$	es la máxima dimensión en planta del entrepiso $n$ medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno
$e_{dn}$	es la excentricidad torsional incrementada para tomar en cuenta los efectos dinámicos

En el caso de revisión de estados límite de resistencia o revisión de deformaciones máximas empleando el nivel de colapso (sección 3.3.7),  $e_{dn}$  será igual a:

$$e_{dn} = 1.5e_n \quad (3.20)$$

Para la revisión de desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales, considerando el nivel de servicio,  $e_{dn}$  tomará el siguiente valor:

$$e_{dn} = e_n + e_{an} \geq 1.5e_n \quad (3.21)$$

donde

$e_{an}$  será igual al menor de los dos siguientes valores:

$$e_{an} = 0.05(b_n + b'_n) \sqrt{\frac{20e_n}{b_n}} \leq 0.05(b_n + b'_n) \quad (3.22)$$

$$e_{an} = \frac{1}{2e_n} \left[ L_{sn}^2 - e_n^2 - F_{kn}^2 + \sqrt{(L_{sn}^2 + e_n^2 - F_{kn}^2)^2 + 4e_n^2 F_{kn}^2} \right] \quad (3.23)$$

$$L_{sn}^2 = (b_n^2 + b_n'^2) / 12 \quad (3.24)$$

y

$b'_n$  es la dimensión en planta de la estructura en el sentido del sismo  
 $F_{kn}^2$  es la relación entre las rigideces de torsión y lateral de la planta

La excentricidad adicional  $e_{an}$  puede desprejarse cuando  $F_{kn}^2 > 5L_{sn}^2 + e_n^2$ .

El signo positivo o negativo de la excentricidad que aparece en la ecuación 3.19 no se refiere a que la línea de acción de la fuerza cortante se encuentre del lado positivo o negativo del centro de torsión. Indica que la excentricidad se incrementará  $0.05b_n$  o se reducirá  $0.05b_n$ . Además, la excentricidad de diseño en cada entrepiso no podrá tomarse menor que la mitad de la máxima excentricidad torsional calculada para los entrepisos que se encuentran abajo del entrepiso de referencia, y el momento torsionante de ese entrepiso tampoco podrá ser menor que la mitad del máximo momento torsionante calculado para los entrepisos que están arriba.

En estructuras en que el factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , sea mayor o igual a 3.0, la excentricidad torsional en ningún entrepiso deberá exceder de  $0.2b_n$ . Para estas estructuras se tomará en cuenta que el efecto de la torsión puede incrementarse cuando alguno de sus elementos resistentes que contribuyan significativamente a la rigidez total del entrepiso incurriere en el intervalo no lineal o falle. A fin de disminuir este efecto, las resistencias de los elementos que toman la fuerza

cortante de entrepiso deben ser sensiblemente proporcionales a sus rigideces. Estos elementos deben ser de la misma índole. Por ejemplo, si en un lado la rigidez y resistencia son suministradas predominantemente por columnas, en el lado opuesto también deben ser suministradas predominantemente por columnas, o si de un lado por muros de concreto, en el opuesto también por muros de concreto.

#### 3.3.5.4 Momentos de volteo

El momento de volteo en el nivel  $n$ ,  $M_{o_n}^v$ , calculado como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso, para cada sistema resistente de la estructura podrá reducirse de acuerdo con la ecuación

$$M_{o_n}^v = \left( 0.8 + \frac{0.2h_n}{H} \right) \sum_{m=n+1}^{N_s} V_m (h_m - h_{m-1}) \quad (3.25)$$

donde

$H$  es la altura de la estructura

El momento de volteo reducido no podrá ser menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel  $n$  multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima del nivel  $n$ .

#### 3.3.5.5 Efectos de segundo orden

En el análisis deberán tomarse en cuenta, explícitamente, los efectos  $P-\Delta$ , esto es, los momentos y cortantes adicionales provocados por las cargas verticales actuantes sobre la estructura deformada, así como por la influencia de la carga axial en la rigidez de la construcción. Estos efectos no se podrán despreciar cuando, en cualquier entrepiso  $n$ , el desplazamiento relativo del entrepiso,  $X'_n$ , dividido por la altura del entrepiso,  $h'_n$ , exceda de  $0.08V_n/W'_n$ , siendo  $V_n$  la fuerza cortante del entrepiso y  $W'_n$  el peso de la estructura incluyendo cargas muertas y vivas que obra encima del entrepiso  $n$ , afectado por el factor de carga correspondiente.

Una forma aproximada de estimar los efectos de segundo orden consiste en amplificar en cada entrepiso la deformación y los momentos en los extremos de las columnas calculados, despreciando estos efectos, mediante el factor de amplificación:

$$\Delta_n = 1 + \frac{\frac{X'_n}{h'_n}}{\frac{V_n}{W'_n} - \frac{1.2X'_n}{h'_n}} \quad (3.26)$$

Los momentos en los extremos de las traveses tendrán que corregirse proporcionalmente con sus rigideces angulares para que se satisfaga el equilibrio de momentos en los nudos.

#### 3.3.5.6 Efectos combinados de los movimientos del terreno

Las estructuras se analizarán ante la acción de tres componentes ortogonales del movimiento del terreno, dos horizontales y uno vertical.



Los efectos en la respuesta, tales como desplazamientos y elementos mecánicos, se combinarán empleando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos en las tres direcciones ortogonales:

$$S = \sqrt{S_x^2 + S_y^2 + S_z^2} \quad (3.27)$$

El componente vertical se tomará como  $1.4(0.05/T_v)^{2/3}$  de la componente horizontal mayor para  $T_v \geq 0.05s$  y 1.4 para  $T_v < 0.05s$ , donde  $T_v$  es el periodo fundamental estimado de la estructura en la dirección vertical. La acción de la componente vertical podrá despreciarse para estructuras desplantadas en suelos blandos y localizados a más de 80 km de una falla activa.

### 3.3.5.7 Comportamiento asimétrico

En el diseño de estructuras cuyas relaciones fuerza–deformación difieran en sentidos opuestos se dividirán los factores de resistencia correspondientes entre el factor  $A_{ca}$ , siendo para terrenos firmes o roca:

$$A_{ca} = 1 + d \left( 1 + \frac{k_1 T_e^{k_2}}{k_3 + T_e^{k_2}} \right) \quad (3.28)$$

y para terreno blando:

$$A_{ca} = 1 + d \left( 1 + \frac{k_1 \left( \frac{T_e}{T_s} \right)^{k_2}}{k_3 + \left| \frac{T_e}{T_s} - 1 \right|} \right) \quad (3.29)$$

donde

$d$  es la diferencia entre los valores de la relación  $a(\beta)/Q'R\rho$  o  $a(\beta)A_{cd}/Q'R\rho$ , según sea el caso, que causarían la falla o fluencia plástica de la construcción en uno y otro sentido, expresados como fracción de la aceleración de la gravedad

$k_1, k_2, k_3$  son parámetros que dependen del tipo de terreno y del comportamiento histerético supuesto para el sistema estructural y cuyos valores se proporcionan en la tabla 3.2

Tabla 3.2. Valores de los parámetros

Tipo de Terreno	Comportamiento	$k_1$	$k_2$	$k_3$
Blando	Elastoplástico	1.7 – 2.9d	0.6	0.2
	Degradante	4.2 – 8.6d	1.5	0.6
Firme o roca	Elastoplástico	0.25 – 0.1d	0.6	0.2
	Degradante	1.0	1.5	0.6

### 3.3.6 ANÁLISIS DINÁMICO

El método de análisis dinámico consta de los mismos pasos básicos que el estático, con la salvedad de que las fuerzas laterales aplicadas en los centros de masa de los pisos se determinan a partir de la respuesta dinámica de la estructura. Pueden emplearse como métodos dinámicos el análisis modal espectral y el análisis paso a paso o cálculo de respuestas ante registros de aceleración específicos. El análisis paso a paso también puede ser modal, siempre que la respuesta total se encuentre mediante la superposición en el tiempo de las respuestas modales para cada uno de los modos de vibración.

#### 3.3.6.1 Análisis modal espectral

Cuando se usa el análisis modal espectral, si en el análisis se desprecia el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación respecto a un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4s, pero en cualquier caso se deberán considerar al menos los tres primeros modos de traslación en cada dirección de análisis. Cuando se reconozca explícitamente este acoplamiento, deberá incluirse el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura. El peso efectivo de un modo,  $n$ , se determina como sigue:

$$W_{en} = \frac{(\mathbf{Z}_n^T \mathbf{M}_e \mathbf{J})^2}{\mathbf{Z}_n^T \mathbf{M}_e \mathbf{Z}_n} g \quad (3.30)$$

donde

- $\mathbf{M}_e$  es la matriz de masas de la estructura
- $\mathbf{Z}_n$  es el  $n$ -ésimo modo natural de vibración, formados por los desplazamientos de la estructura con base indeformable
- $\mathbf{J}$  es un vector con componentes iguales a 1.0

Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, la influencia de las excentricidades estática y accidental se calculará como se especifica para el análisis estático. Cuando en el análisis dinámico se tomen en cuenta las excentricidades estáticas, sólo será necesario incluir la torsión accidental, con la traslación transversal de los centros de masa de cada nivel  $\pm 0.05b_n$  en cada dirección del análisis. Alternamente, se podrán trasladar transversalmente en cada nivel las fuerzas sísmicas  $\pm 0.05b_n$  en cada dirección del análisis.

Dado que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas es una cota superior de la respuesta total de la estructura. Por ello, las respuestas modales  $S_n$ , donde  $S_n$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc., se combinarán para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo con el criterio probabilista de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o método SRSS (ecuación 3.31), siempre que los periodos de los modos naturales difieran al menos 10% entre sí.

$$S = \left( \sum_{n=1}^{N_e} S_n^2 \right)^{1/2} \quad (3.31)$$

Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición, por ejemplo de estructuras con torsión o apéndices, se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. En estos casos procede emplear el criterio probabilista de la combinación cuadrática completa o método CQC:

$$S = \left( \sum_{n=1}^{N_e} \sum_{m=1}^{N_e} \rho_{nm} S_n S_m \right)^{1/2} \quad (3.32)$$

donde

$$\rho_{nm} = \frac{8\sqrt{\zeta_n \zeta_m} (\zeta_n + \Omega_{nm} \zeta_m) \Omega_{nm}^{3/2}}{(1 - \Omega_{nm}^2)^2 + 4\zeta_n \zeta_m \Omega_{nm} (1 + \Omega_{nm}^2) + 4(\zeta_n^2 + \zeta_m^2) \Omega_{nm}^2} \quad (3.33)$$

y

$\zeta_n, \zeta_m$  son las fracciones del amortiguamiento crítico asociadas al  $n$ -ésimo y  $m$ -ésimo modos, respectivamente

$\Omega_{nm} = \omega_n / \omega_m$  siendo  $\omega_n$  y  $\omega_m$  las frecuencias naturales sin amortiguar de dichos modos

Se sugiere suponer  $\zeta_n = \zeta_m = 0.05$ , a menos que se justifique otro valor. El cálculo modal de las respuestas  $S_n$  puede suministrar valores positivos o negativos. Esta ambigüedad en los signos se evita al considerar que la ordenada espectral siempre es positiva.

### 3.3.6.2 Análisis paso a paso

Para el análisis paso a paso, o cálculo de respuestas ante temblores específicos, se recomienda el empleo de registros de aceleración que reflejen el peligro sísmico del sitio. Algunas sugerencias para la obtención de este tipo de acelerogramas se discute en la sección 3.1.7. Se sugiere que, al menos, se empleen cuatro movimientos representativos. Deberán tomarse en cuenta las particularidades del comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que se tengan en sus parámetros, tanto en el comportamiento lineal como no lineal.

### 3.3.6.3 Revisión por cortante basal

Si con el método de análisis dinámico que se haya aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera, la relación  $V/W$  es menor que  $0.8a(\beta)/Q R_p$  ó  $0.8a(\beta)A_{cd}/Q R_p$  para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos, según sea el caso, se incrementarán todas las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales correspondientes en una proporción tal que  $V/W$  iguale a este valor.

Esta condición implica que la fuerza cortante basal de diseño no puede ser menor que 80% de la que suministraría un análisis estático tomando en cuenta el periodo fundamental de la estructura. Sin embargo, en ningún caso el cortante será menor que  $a_0 W_{tot}$ , donde  $a_0$  es la aceleración máxima del terreno normalizada con la aceleración de la gravedad, (ecuación 1.13 de la sección 3.1) y  $W_{tot}$  es el peso total de la construcción.

### 3.3.6.4 Efectos especiales

Cualquiera que sea el método de análisis dinámico que se emplee, los momentos de volteo, efectos de segundo orden, efectos combinados de los movimientos del terreno y el comportamiento asimétrico se tratarán como se especifica en relación con el análisis estático, con la salvedad de que la reducción del momento de volteo solamente se permitirá para fines de cálculo de los momentos de volteo que obran sobre la cimentación.

### 3.3.7 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE

Se revisará que la rigidez lateral de la estructura sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

#### 3.3.7.1 Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio)

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculadas con alguno de los métodos de análisis sísmico para las ordenadas espectrales reducidas ( $a(\beta)/Q'R\rho$ ) que se describen en esta sección y multiplicadas por el factor  $Q'R\rho/F_{ser}$ , no excederán a 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como los muros de mampostería, o estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En este caso, el límite será de 0.004.

Para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos, dado que las ordenadas espectrales reducidas son  $a(\beta)A_{cd}/Q'R\rho$ , entonces los desplazamientos laterales obtenidos para las fuerzas reducidas deberán ser multiplicados por el factor  $Q'R\rho/A_{cd}F_{ser}$ .

Los valores de  $Q'$ ,  $R$  y  $A_{cd}$  se calcularán para el periodo fundamental de la estructura. El factor de servicio,  $F_{ser}$ , también se calculará para el periodo fundamental de la estructura siguiendo las especificaciones que se proporcionan en las secciones de recomendaciones 3.1.6.7 y de comentarios 3.1.7.2.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico. En la revisión de este estado límite no se considerará la importancia de la estructura.

#### 3.3.7.2 Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso

Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas  $-a(\beta)/Q'R\rho$  ó  $a(\beta)A_{cd}/Q'R\rho$ , según corresponda, multiplicadas por el factor  $QR\rho$  y divididas por la diferencia de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso indicadas en la tabla 3.3, según los sistemas estructurales correspondientes.

Tabla 3.3. Distorsiones permisibles de entrepiso

SISTEMA ESTRUCTURAL	DISTORSIÓN
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada(Q = 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal o malla	0.004
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada horizontalmente; mampostería de piezas huecas confinada y reforzada con malla o mampostería combinada y confinada.	0.003
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo interior o muros de mampostería confinada de bloques huecos de concreto	0.002
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	0.0015

El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

El cálculo de deformaciones laterales podrá omitirse cuando se aplique el método simplificado de análisis sísmico. En la revisión de este estado límite se tomará en cuenta la importancia de la estructura.

### 3.3.7.3 Rotura de vidrios

En fachadas, tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos, o la liga de éstos con la estructura, serán tales que las deformaciones de ésta no afecten a los vidrios. Para ello, se verificará que alrededor de cada tablero de vidrio o cada marco exista una holgura no menor que el desplazamiento relativo entre los extremos del tablero o marco, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre  $1+h_t/b_t$ , donde  $b_t$  es la base del tablero o marco y  $h_t$  su altura. Para este cálculo se considerarán los desplazamientos mencionados en la sección 3.3.7.2.

### 3.3.7.4 Separación con estructuras adyacentes

Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm ni menor que el desplazamiento horizontal del nivel que se trate. El desplazamiento horizontal se obtendrá como el calculado en la sección 3.3.7.2, pero aumentado en 0.001, 0.003 ó 0.006 veces la altura del nivel sobre el desplante para terrenos con factor de sitio  $F_s = 1.0$ ,  $1.0 < F_s \leq 1.5$  ó  $F_s > 1.5$  respectivamente.

Si se emplea el método simplificado de análisis sísmico, la separación mencionada no será, en ningún nivel, menor de 5 cm ni menor de la altura del nivel sobre el desplante multiplicada por 0.007, 0.009 ó 0.012, para terrenos con factor de sitio  $F_s = 1.0$ ,  $1.0 < F_s \leq 1.5$  ó  $F_s > 1.5$ , respectivamente.

La separación entre cuerpos de una misma estructura o entre estructuras adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que, de acuerdo con las especificaciones precedentes, corresponden a cada una. Podrá dejarse una separación igual a la mitad de esta suma si los dos cuerpos tienen la misma altura, estructuración y las losas coinciden a la misma altura, en todos los niveles.

Al revisar el estado límite de falla de la cimentación se tomará en cuenta la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla bajo los cimientos y que, sujeto a la aceleración máxima del terreno (es decir,  $a_0$  veces la aceleración de la gravedad), potencialmente se desplazaría ante una falla en cortante.

### 3.3.8 REVISIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de la seguridad de edificios existentes, se adoptará el valor del factor de comportamiento sísmico,  $Q$ , que corresponda al caso cuyos requisitos sean esencialmente satisfechos por la estructura, a menos que se justifique la adopción de un valor diferente.

Si el desplomo de la estructura excede de 0.01 veces su altura, se tomará en cuenta la asimetría multiplicando las fuerzas sísmicas de diseño por  $1.0+10\Delta_p$  cuando se use el método simplificado de análisis sísmico, siendo  $\Delta_p$  el desplomo de la estructura dividido entre su altura, o como se establece en la sección 3.3.5.7 cuando se utilice el análisis estático o el dinámico modal espectral. Si se emplea el método dinámico de análisis paso a paso se hará consideración explícita de la inclinación.

Cuando se refuerce una construcción del grupo B con elementos estructurales adicionales, será válido adoptar los valores de  $Q$  que corresponden a estos elementos, siempre que sean capaces de resistir, en cada entrepiso, al menos 50% de la fuerza cortante de diseño, resistiendo la estructura existente el resto. En cada nivel, las resistencias de los elementos añadidos deben ser compatibles con las fuerzas de diseño que les correspondan. Deberá comprobarse que los sistemas de piso tienen la rigidez y resistencia suficientes para transmitir las fuerzas que se generan en ellos por los elementos de refuerzo que se han colocado y, de no ser así, los sistemas de piso deberán reforzarse y/o rigidizarse para lograrlo.

# **SECCIÓN 3.4**

## **ESTRUCTURAS TIPO 2 PÉNDULOS INVERTIDOS Y APÉNDICES**





**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	63
3.4.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	65
3.4.2	PÉNDULOS INVERTIDOS .....	65
3.4.3	APÉNDICES .....	66



**NOMENCLATURA**

$a_0$	Aceleración máxima del terreno	Q	Factor de comportamiento sísmico
c	Aceleración máxima espectral o coeficiente sísmico	$r_m$	Radio de giro de la masa del péndulo invertido con respecto a un eje que pasa por el punto de unión de dicha masa con el elemento resistente
$c_n$	Coficiente de aceleración al nivel de desplante del apéndice	R	Factor de reducción por sobrerresistencia
$F_r$	Factor de respuesta	$W_p$	Peso del péndulo invertido
M	Par de inercia aplicado en el extremo superior del elemento resistente del péndulo invertido	$W_n$	Peso de la masa n en que se desplanta el apéndice
P	Fuerza de inercia que actúa sobre la masa del péndulo invertido	$W'_n$	Peso del apéndice
$P_n$	Fuerza lateral que actúa sobre la masa n en que se desplanta el apéndice, calculada por el método estático	x	Desplazamiento lateral del extremo superior del elemento resistente del péndulo invertido
$P'_n$	Fuerza lateral que actúa sobre el apéndice	$\varphi$	Giro del extremo superior del elemento resistente del péndulo invertido



### 3.4.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para el análisis sísmico de péndulos invertidos y estructuras con apéndices serán aplicables todas las disposiciones procedentes estipuladas para estructuras de edificios, con la salvedad de que en el análisis estático de péndulos invertidos no se permite la reducción de la fuerza cortante en función del periodo fundamental ni la reducción del momento de volteo.

Por lo que se refiere a la determinación de las fuerzas sísmicas que obran sobre péndulos invertidos y apéndices, adicionalmente se considerarán los criterios complementarios que se especifican en la presente sección.

### 3.4.2 PÉNDULOS INVERTIDOS

En el análisis estático de péndulos invertidos, además de la fuerza lateral calculada como se estipula para estructuras de edificios, se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente, que se designa en la figura 4.1 mediante la letra O.

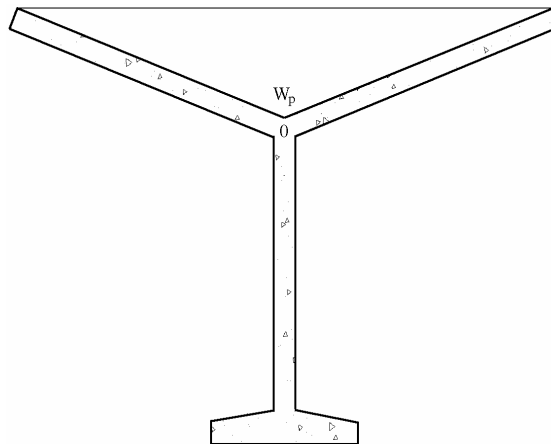


Figura 4.1. Elevación de un péndulo invertido

El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par de inercia  $M$  aplicado en el extremo superior del elemento resistente, cuyo valor es igual a

$$M = 1.5 P r_m^2 \frac{\varphi}{x} \quad (4.1)$$

donde

$r_m$  es el radio de giro de la masa con respecto al eje en cuestión  
 $x, \varphi$  son el desplazamiento lateral y el giro, respectivamente, del extremo superior del elemento resistente bajo la acción de la fuerza de inercia  $P$  que actúa sobre la masa, defina como:

$$P = \frac{c}{QR} W_p \quad (4.2)$$

donde

$c$	es el coeficiente sísmico
$Q$	es el factor de comportamiento sísmico
$R$	es el factor de reducción por sobrerresistencia
$W_p$	es el peso del péndulo invertido

Se emplearán los valores de  $Q$  y  $R$  especificados para estructuras de edificios, dependiendo de la forma en que se encuentre estructurado el sistema resistente del péndulo invertido. Tratándose de péndulos invertidos cuyo elemento resistente esté constituido por un sólo elemento continuo, se usará un valor de  $R = 1.25$ , a menos que se pueda justificar el uso de un valor mayor.

Los péndulos invertidos se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno de la misma intensidad. Las fuerzas internas resultantes de estas sollicitaciones sísmicas se obtendrán aplicando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (ver sección 3.3.5.6). Las fuerzas internas así obtenidas deberán combinarse con las gravitacionales.

### 3.4.3 APÉNDICES

Las acciones sísmicas que obran sobre apéndices son función tanto del movimiento del terreno como de la interacción dinámica entre el apéndice y la estructura en que se apoya; para su determinación se puede efectuar un análisis dinámico del conjunto, lo que implica que el análisis de la respuesta de tales elementos sea algo compleja. Sin embargo, para fines de diseño se puede recurrir al método estático pero fijando el coeficiente sísmico de diseño de tal forma que se consideren, aunque sea aproximadamente, los efectos de interacción apéndice–estructura, los cuales tienden a amplificar fuertemente la respuesta del apéndice.

Para valuar las fuerzas sísmicas estáticas que obran en apéndices, equipos y demás elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura principal, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión la fuerza sísmica que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por el factor de amplificación  $1+c_n/a_0$  donde  $a_0=c/F_r$  es la aceleración máxima del terreno (ver sección 3.1.6.1), siendo  $F_r$  el factor de respuesta y  $c_n=P_n/W_n$  el coeficiente de aceleración por el que se multiplica el peso  $W_n$  del nivel de desplante del apéndice cuando se valúa la fuerza lateral  $P_n$  en dicho nivel ignorando la presencia de apéndices; este coeficiente se obtiene como se indica en relación con el análisis estático para estructuras de edificios.

Con base en lo anterior, las fuerzas laterales  $P'_n$  sobre apéndices se determinarán de acuerdo con la ecuación

$$P'_n = \frac{c}{QR} W'_n \left( 1 + \frac{c_n}{a_0} \right) \quad (4.3)$$

donde

$W'_n$  es el peso del apéndice desplantado sobre el  $n$ -ésimo nivel de la estructura principal

Los valores de  $Q$  y  $R$  se tomarán en la forma que se indica para péndulos invertidos.

Los apéndices se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales de la sollicitación sísmica, de la misma intensidad. Las fuerzas internas resultantes de estas sollicitaciones sísmicas se obtendrán aplicando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Las fuerzas internas así obtenidas deberán combinarse con las gravitacionales.





# **SECCIÓN 3.5**

## **INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	73
3.5.1	INTRODUCCIÓN .....	75
3.5.2	CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA SUELO–ESTRUCTURA .....	75
3.5.3	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	78
3.5.4	ANÁLISIS DINÁMICO MODAL .....	79
3.5.5	DETERMINACIÓN APROXIMADA DEL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO–ESTRUCTURA .....	80
3.5.6	DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD EFECTIVA .....	82
3.5.7	FUNCIONES DE IMPEDANCIA.....	82
3.5.8	CIMENTACIONES SUPERFICIALES.....	84
3.5.9	PILOTES DE FRICCIÓN.....	86
3.5.10	EFEECTO DE GRUPO DE PILOTES .....	87
3.5.10.1	Modo de traslación horizontal .....	87
3.5.10.2	Modo de rotación .....	88



**NOMENCLATURA**

a	Aceleración espectral de diseño calculada para $T_e$ y $\beta=1$	$K_r$	Rigidez de rotación de la cimentación
$\tilde{a}$	Aceleración espectral efectiva normalizada con la gravedad	$K_h^0, K_r^0$	Rigidez estática horizontal y de rotación de la cimentación
A	Área neta de cimentación	$K_{hn}^0, K_{vn}^0$	Rigidez estática horizontal y vertical de un pilote
$c_m$	Coefficiente de amortiguamiento dependiente de la frecuencia normalizada	$K_{hr}^0, K_{vr}^0$	Rigidez estática horizontal y vertical de la zapata
$C_m$	Amortiguador equivalente del suelo	$K_m$	Resorte equivalente del suelo
$C_e$	Coefficiente de amortiguamiento de la estructura con base indeformable, vibrando en su modo fundamental	$K_m^0$	Rigidez estática
$C_{hn}, C_{vn}$	Coefficiente de amortiguamiento de la zapata n en traslación horizontal y vertical	$\tilde{K}_h^g, \tilde{K}_r^g$	Rigideces dinámicas de un grupo de pilotes en traslación horizontal y vertical
$C_{h,r}$	Coefficientes de amortiguamiento de la cimentación en traslación y rotación	$\tilde{K}_m$	Rigidez dinámica de un sistema suelo–cimentación para el modo de vibración m
d	Diámetro del pilote	$\tilde{K}_h, \tilde{K}_v$	Rigideces dinámicas de un pilote para los modos de traslación horizontal y vertical
D	Profundidad de desplante de la cimentación	$L_p$	Longitud del pilote
$e_{np}, e_{nz}$	Excentricidad entre el centroide del pilote o zapata y el eje centroidal de rotación de la planta de cimentación	$L_c$	Longitud activa del pilote
$E_p$	Módulo de elasticidad del pilote	$M_e$	Masa de la estructura con base indeformable, vibrando en su modo fundamental
$E_s$	Módulo de elasticidad del depósito del suelo	$M_e$	Matriz de masas de la estructura supuesta con base indeformable
$F_r$	Factor de respuesta	$M_o^v$	Momento de volteo en la base de la cimentación
g	Aceleración de la gravedad	$M_o_i^v$	Momento de volteo en la base de la cimentación correspondiente al modo fundamental de la estructura
$h_n$	Altura del n-ésimo nivel sobre el desplante	$\tilde{P}_i$	Vector de fuerzas sísmicas reducidas por interacción, correspondiente al modo fundamental de la estructura
$H_e$	Altura efectiva de la estructura	Q	Factor de comportamiento sísmico
$H_s$	Espesor de la estratigrafía	Q'	Factor reductor de ductilidad
<b>H</b>	Vector de alturas de desplante de cada nivel	$\tilde{Q}$	Ductilidad efectiva
I	Momento de inercia del área de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación	$\tilde{Q}'$	Factor reductor considerando ductilidad efectiva
<b>J</b>	Vector con componentes iguales a 1	$R_{h,r,v}$	Radio de las cimentaciones circulares equivalentes a la superficie de desplante para el modo de traslación horizontal traslación vertical y rotación
$k_m$	Coefficiente de rigidez dependiente de la frecuencia normalizada	S	Separación entre pilotes
$K_e$	Rigidez de la estructura con base indeformable, vibrando en su modo fundamental	$S_a$	Aceleración espectral
<b><math>K_e</math></b>	Matriz de rigidez de la estructura con base rígida	$S_d$	Desplazamiento espectral
$K_h$	Rigidez lateral de la cimentación	$T_c$	Límite superior de la meseta del espectro de diseño

$T_e$	Periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida	$\tilde{X}_1$	Vector de desplazamientos laterales asociados al modo fundamental modificado por interacción
$T_h$	Periodo natural correspondiente a la estructura supuesta infinitamente rígida y cuya base sólo puede trasladarse	$Z_1$	Matriz de modos de vibrar asociado al modo fundamental
$T_s$	Periodo dominante del sitio	$\alpha_p, \alpha_s$	Factores de interacción dinámica entre los pilotes $i$ y $j$ , separados una distancia $\varepsilon$ entre ejes
$T_r$	Periodo natural correspondiente a la estructura supuesta infinitamente rígida y cuya base sólo puede rotar	$\alpha_{h,v}$	Matriz de factores de interacción dinámica de un grupo de pilotes
$\tilde{T}_e$	Periodo efectivo del sistema acoplado suelo–estructura	$\beta$	Factor reductor de amortiguamiento
$\tilde{T}_1$	Periodo efectivo de la estructura con base flexible vibrando en el modo fundamental	$\eta_m$	Frecuencia normalizada para el modo $m$
		$\eta_{h,r}$	Frecuencia normalizada para el modo de traslación horizontal y el modo de rotación
$V$	Fuerza cortante basal de la estructura		
$\tilde{V}$	Fuerza cortante basal de la estructura en la dirección de análisis, corregida por interacción con el suelo	$\nu_s$	Relación de Poisson del suelo
		$\varepsilon$	Distancia entre ejes de pilotes
$v_p$	Velocidad de ondas $p$ ó Velocidad análoga de Lysmer	$\theta_{ij}$	Ángulo entre la línea que une dos pilotes y la dirección de la fuerza aplicada
$v_s$	Velocidad de ondas de corte	$\phi_1$	Coefficiente de participación del modo fundamental
$W$	Peso total de la estructura	$\nu_{ij}^h$	Elemento de la inversa de la matriz $\alpha_h$ de un conjunto de pilotes
$W_1$	Peso efectivo en el modo fundamental de la estructura	$\omega$	Frecuencia de excitación
$W_e$	Peso efectivo de la estructura	$\omega_e$	Frecuencia fundamental de la estructura con base rígida
$x_{i,j}$	Distancia positiva o negativa, entre el eje del pilote $i$ y el eje de rotación del arreglo de pilotes	$\tilde{\omega}_e$	Frecuencia efectiva
		$\zeta_e$	Amortiguamiento del modo fundamental de la estructura
$X_n$	Desplazamiento lateral del $n$ –ésimo nivel de la estructura	$\zeta_h$	Amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación
$X_{n1}$	Desplazamiento lateral del $n$ –ésimo nivel correspondiente al modo fundamental de la estructura	$\zeta_r$	Amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación
$\tilde{X}_n$	Desplazamiento lateral del $n$ –ésimo nivel modificado por interacción	$\zeta_s$	Amortiguamiento efectivo del sitio
$\tilde{X}_{n1}$	Desplazamiento lateral modificado por interacción	$\tilde{\zeta}_e$	Amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo–estructura

### 3.5.1 INTRODUCCIÓN

En el diseño sísmico de estructuras de edificios ubicadas en terrenos de mediana y baja rigidez, se deben tener en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura (interacción suelo–estructura), aplicando las recomendaciones indicadas en esta sección. Estas recomendaciones se emplearán cuando en un modelo usado para el análisis sísmico de la respuesta de una estructura no se consideran los efectos de la flexibilidad de la cimentación. Por otra parte, los efectos de la interacción inercial se incorporarán en la determinación de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de diseño de la estructura. Estos efectos corresponden al alargamiento del periodo fundamental de vibración, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad de la estructura, con respecto a los valores que se tendrían suponiendo que la estructura se apoya rígidamente en su base.

En general, el uso de estas recomendaciones reduce los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo, calculados para una estructura supuesta con base indeformable, e incrementa los desplazamientos laterales. Sólo se justificará tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo–estructura cuando se tenga que:

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} < 2.5 \quad (5.1)$$

donde

- $H_s$  es el espesor de la estratigrafía
- $H_e$  es la altura efectiva de la estructura
- $T_s$  es el periodo dominante del sitio
- $T_e$  es el periodo fundamental de la estructura supuesta con base rígida

### 3.5.2 CARACTERIZACIÓN DEL SISTEMA SUELO–ESTRUCTURA

Para estructuras con varios grados de libertad y depósitos de suelo estratificado, el sistema suelo–estructura puede idealizarse adecuadamente, por medio de una estructura con  $N$  grados de libertad en traslación horizontal apoyada sobre una cimentación superficial, circular e infinitamente rígida con dos grados de libertad, uno en traslación horizontal y el otro de rotación o cabeceo (figura 5.1). La cimentación se desplanta en un depósito de suelo con base indeformable y estratificada horizontalmente con  $M$  estratos. Los grados de libertad correspondientes a la traslación vertical y a la torsión de la cimentación se desprecian, a pesar de que pueden ser muy importantes cuando se tengan sistemas de piso flexible o en estructuras irregulares. Los grados de libertad de la cimentación están referidos a la subrasante, por lo que el momento de inercia de la masa de la cimentación se toma con respecto al eje de rotación de la base de la misma.

Si la estructura con varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador de un grado de libertad en su condición de base rígida y el depósito de suelo estratificado se comporta fundamentalmente como un manto homogéneo, el sistema suelo–estructura se puede reemplazar por el sistema equivalente indicado en la figura 5.2, donde la estructura y el estrato representan elementos equivalentes, que permiten obtener una respuesta similar ante la misma excitación. Para ello, la estructura real se caracterizará mediante el periodo fundamental, la masa y la altura efectiva,

mientras que el depósito original se caracterizará a través del periodo dominante y la velocidad efectiva.

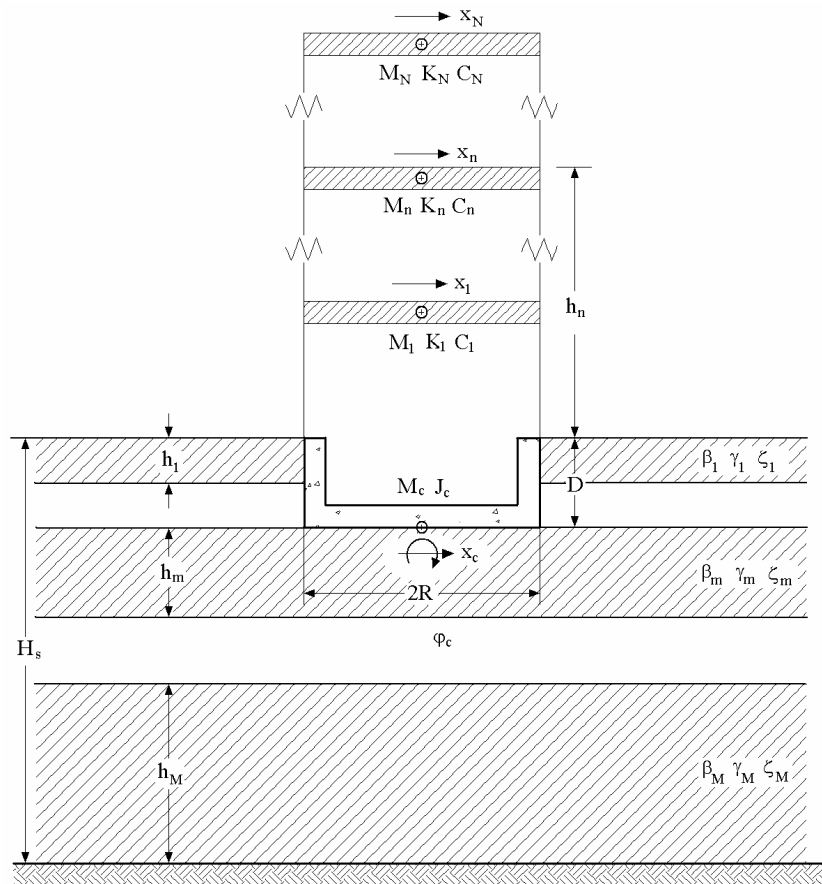


Figura 5.1. Sistema suelo-estructural completo.

Cuando se emplea el análisis dinámico modal, el modelo de interacción suelo-estructura puede aplicarse como una aproximación unimodal, reemplazando la masa, la rigidez, el amortiguamiento y la altura del oscilador por parámetros modales equivalentes de la estructura. En consecuencia,  $M_e$ ,  $K_e$  y  $C_e$  deben interpretarse, respectivamente, como la masa, la rigidez y el amortiguamiento efectivos de la estructura supuesta con base indeformable vibrando en su modo fundamental y  $H_e$  como la altura efectiva del centroide de las fuerzas de inercia correspondientes.

Las ecuaciones que definen los parámetros modales del oscilador elemental se obtienen a partir del periodo y del amortiguamiento del modo fundamental de la estructura e igualando el cortante basal y el momento de volteo del modo fundamental de la estructura con los correspondientes al oscilador, lo que conduce a

$$M_e = \frac{(\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{J})^2}{\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{Z}_1} \quad (5.2)$$

$$K_e = 4\pi^2 \frac{M_e}{T_e^2} \quad (5.3)$$



$$C_e = 4\pi\zeta_e \frac{M_e}{T_e} \quad (5.4)$$

$$H_e = \frac{\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{H}}{\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_e \mathbf{J}} \quad (5.5)$$

donde

- J** es un vector con componentes iguales a 1
- H** es el vector de alturas de desplante de cada nivel, es decir  $\mathbf{H} = \{h_1, h_2, \dots, h_N\}^T$
- Z<sub>n</sub>** es el n-ésimo modo natural de vibración que se obtiene al resolver el problema de valores característicos definido por la ecuación matricial homogénea
- M<sub>e</sub>** es la matriz de masas de la estructura supuesta con base indeformable

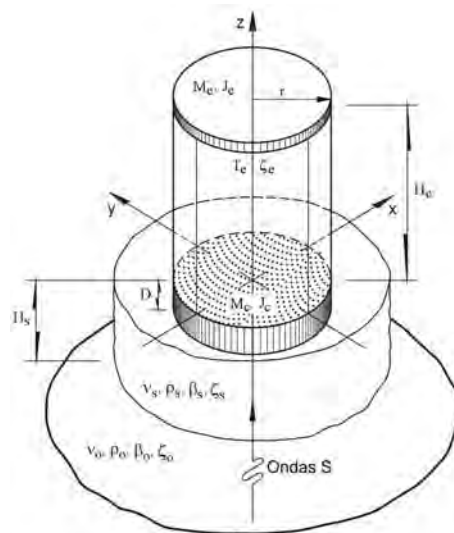


Figura 5.2. Sistema suelo–estructura equivalente.

La masa y la altura efectivas calculadas con el método dinámico, en ningún caso se deberán tomar menores que 0.7 veces la masa y la altura de la construcción, respectivamente.

El periodo y el amortiguamiento del modo fundamental del sistema equivalente con tres grados de libertad representan el periodo y el amortiguamiento efectivos  $\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$  del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo, los cuales pueden calcularse, aproximadamente, como se especifica en la sección 3.5.5 o, rigurosamente, como se estipula en la sección de comentarios.

Los efectos de interacción en los modos superiores resultan despreciables cuando el modo fundamental de la estructura supuesta con base rígida se parece a una recta que pasa por su base, lo cual ocurre en la mayoría de los casos prácticos. Por tanto, es válido despreciar los efectos de interacción en los modos superiores cuya contribución se puede determinar mediante procedimientos estándar.

Cuando se utilice el método estático,  $H_e$  se tomará como 0.7 de la altura total, excepto para estructuras de un solo nivel, en que se tomará igual a la altura total. La masa efectiva  $M_e$  o peso

efectivo  $W_e$  de la estructura se tomará como 0.7 de la masa total o del peso total respectivamente, excepto para estructuras de un sólo nivel, en que se tomará igual a la masa total o peso total.

### 3.5.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

La fuerza cortante basal de la estructura en la dirección del análisis, corregida por la interacción con el suelo, se calculará con la ecuación

$$\tilde{V} = \frac{a}{Q'} W - \left[ \frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \right] W_e \quad (5.6)$$

donde

- $W$  es el peso total de la estructura
- $W_e$  es el peso efectivo, tomando en cuenta lo indicado en la sección 3.5.2
- $Q'$  es el factor reductor evaluado para  $T_e$  (ver sección 3.2.5)
- $\tilde{Q}'$  es el factor reductor de resistencia reemplazando la ductilidad  $Q$  por la ductilidad efectiva  $\tilde{Q}$ , que se obtiene de acuerdo con la sección 3.5.6
- $a$  es la aceleración espectral de diseño para  $T_e$  usando un factor de reductor por amortiguamiento  $\beta = 1$
- $\tilde{a}$  es la aceleración espectral de diseño para  $\tilde{T}_e$ ,  $S_a(\tilde{T}_e, \beta) / g$ , empleando un valor de  $\beta$  de acuerdo con:

$$\beta = \left( \frac{0.05}{\zeta_e} \right)^\lambda; \quad \text{con} \quad \lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.45 \left( \frac{T_c}{T_e} \right) & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (5.7)$$

donde

- $T_c$  es el límite superior de la meseta del espectro de diseño
- $\tilde{\zeta}_e$  es el amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura, que será mayor que 0.05
- $\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento crítico de la estructura supuesta con base indeformable, la cual se tomará igual a 0.05

El periodo y el amortiguamiento efectivo se calcularán de acuerdo con lo indicado en la sección 3.5.5. En general, bastará multiplicar por el cociente  $\tilde{V} / V$ , siendo  $V$  el cortante basal de la estructura, cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción. Este cociente en ningún caso se tomará menor que 0.75 ni mayor que 1.25.

Los desplazamientos laterales modificados por interacción, incluyendo la rotación de la base pero despreciando su traslación, se pueden determinar como:

$$\tilde{X}_n = \frac{\tilde{V}}{V} \left[ X_n + (h_n + D) \frac{M_o^v}{K_r} \right] \quad (5.8)$$

donde

- $M_o^v$  es el momento de volteo en la base de la cimentación
- $X_n$  es el desplazamiento lateral del  $n$ -ésimo nivel de la estructura con base indeformable

$K_r$	es la rigidez de rotación de la cimentación determinada como se indica en la tabla 5.1
$h_n$	es la altura del $n$ -ésimo nivel sobre el desplante
$D$	es la profundidad de desplante de la cimentación

Estos desplazamientos deben ser empleados en el cálculo de los efectos  $P-\Delta$  y en la revisión del estado límite por choques contra estructuras adyacentes.

### 3.5.4 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL

En caso de recurrir al análisis modal espectral, los desplazamientos laterales de la estructura con base flexible correspondientes al modo fundamental, sin incluir la rotación de la base, se determinarán como los de una estructura con base rígida, según la ecuación 3.31 de la sección 3.3, pero reducidos por interacción como:

$$\tilde{\mathbf{X}}_1 = \phi_1 \text{Sd}(\tilde{T}_1) \mathbf{Z}_1 \quad (5.9)$$

donde

$\text{Sd}(\tilde{T}_1) = \text{Sa}(\tilde{T}_1) / \omega_1^2$  es el desplazamiento espectral para el periodo  $\tilde{T}_1$ , correspondiente al periodo efectivo de la estructura con base flexible

$\omega_1 = \omega_e$  es la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida

$\phi_1$  es el coeficiente de participación del modo fundamental

Esto conduce a que la respuesta con interacción reducida por ductilidad y sobre-resistencia tome la forma

$$\tilde{\mathbf{X}}_1 = \frac{\phi_1}{\omega_1^2} \frac{\text{Sa}(\tilde{T}_1)}{Q'(\tilde{T}_1) F_R(\tilde{T}_1)} \mathbf{Z}_1 \quad (5.10)$$

El cortante basal reducido por interacción puede expresarse en términos de masa y aceleración como

$$\tilde{V}_1 = \omega_1^2 \mathbf{J}^T \mathbf{M}_e \tilde{\mathbf{X}}_1 \quad (5.11)$$

Sustituyendo en esta expresión la ecuación 5.10 y recurriendo a las ecuaciones 5.2 y 3.30 (de la sección 3.3), el cortante basal reducido por interacción se transforma en

$$\tilde{V}_1 = \frac{\tilde{a}}{Q'} W_1 \quad (5.12)$$

donde

$F_r$  es el factor de respuesta

$W_1$  es el peso efectivo en el modo fundamental de la estructura

El cortante basal que se obtiene con el método dinámico (ecuación 5.12), es similar al que se calcula con el método estático (ecuación 5.6), siempre y cuando se reemplace el peso de la estructura por su peso efectivo, que participa en el modo fundamental.

Conocidos los desplazamientos de la estructura con base flexible  $\tilde{x}_1$  y la matriz de rigidez de la estructura con base rígida  $K_e$ , las fuerzas sísmicas reducidas por interacción se calculan mediante

$$\tilde{P}_1 = K_e \tilde{X}_1 \quad (5.13)$$

Los efectos de interacción solamente se tendrán en cuenta en el modo fundamental. La contribución de los modos superiores se determinará como en el caso de estructuras con base indeformable.

En general, bastará multiplicar por el cociente  $\tilde{V}_1 / V_1$  cualquier respuesta calculada sin interacción para obtener la respuesta con interacción. Este cociente en ninguna situación se tomará menor que 0.75 ni mayor que 1.25. Asimismo, el valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ningún caso se tomará menor que 0.05.

Los desplazamientos laterales modificados por interacción, incluyendo la rotación de la base pero despreciando su traslación, se pueden determinar como

$$\tilde{X}_{n1} = \frac{\tilde{V}_1}{V_1} \left( X_{n1} + (h_n + D) \frac{Mo_1^v}{K_r} \right) \quad (5.14)$$

donde

$Mo_1^v$  es el momento de volteo en la base de la cimentación correspondiente al modo fundamental de la estructura

$X_{n1}$  es el desplazamiento lateral del n-ésimo nivel correspondiente al modo fundamental de la estructura con base indeformable

Estos desplazamientos se emplearán en el cálculo de los efectos P- $\Delta$  y en la revisión del estado límite por choques contra estructuras adyacentes.

Las respuestas modales con interacción se combinarán con los mismos criterios que se especifican para estructuras sin interacción a fin de obtener la respuesta total.

En caso de optar por el análisis paso a paso en el dominio del tiempo, se debe resolver adecuadamente la ecuación de equilibrio dinámico del sistema equivalente, teniendo en cuenta lo estipulado para estructuras sin interacción.

### 3.5.5 DETERMINACIÓN APROXIMADA DEL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO EFECTIVOS DE SISTEMAS SUELO-ESTRUCTURA

El periodo efectivo  $\tilde{T}_e$  de un sistema acoplado suelo-estructura puede determinarse, aproximadamente, con la ecuación 5.15, obtenida después de despreciar la masa y el momento de inercia de la cimentación en el sistema equivalente, tal como se demuestra en la sección de comentarios.

$$\tilde{T}_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} \quad (5.15)$$

donde

- $T_h$  es el periodo natural de la estructura supuesta infinitamente rígida y cuya base sólo puede trasladarse
- $T_r$  es el periodo natural de la estructura supuesta infinitamente rígida y cuya base sólo puede rotar

$$T_h = 2\pi \left( \frac{M_e}{K_h} \right)^{1/2} \quad (5.16)$$

$$T_r = 2\pi \left( \frac{M_e (H_e + D)^2}{K_r} \right)^{1/2} \quad (5.17)$$

$K_h$  representa la rigidez lateral de la cimentación, definida como la fuerza horizontal necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de dicha fuerza, y  $K_r$  representa la rigidez de rotación de la cimentación, definida como el momento necesario para producir una rotación unitaria en la dirección de dicho momento. Estas rigideces se obtienen como se indica en la tabla 5.1 de la sección 3.5.7.

Como primera aproximación al valor del periodo efectivo  $\tilde{T}_e$  se puede calcular usando las rigideces estáticas. Si en lugar de éstas, se emplean las rigideces dinámicas, evaluadas para la frecuencia fundamental  $\omega_e$  de la estructura con base rígida, se mejora dicha aproximación. Es posible obtener una aproximación aún mejor si la ecuación 5.15 se resuelve mediante iteraciones, empezando con la frecuencia fundamental  $\omega_e$  y terminando con la frecuencia efectiva  $\tilde{\omega}_e$ .

Una vez obtenido el periodo efectivo  $\tilde{T}_e = 2\pi / \tilde{\omega}_e$  de la ecuación 5.15, el amortiguamiento efectivo  $\tilde{\zeta}_e$  del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo se puede determinar, aproximadamente, con la ecuación 5.18, obtenida después de despreciar la masa y el momento de inercia de la cimentación en el sistema equivalente, tal como se demuestra en la sección de comentarios 3.5.

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left[ \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right]^3 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left[ \frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right]^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left[ \frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right]^2 \quad (5.18)$$

En esta ecuación

$$\zeta_h = \frac{\tilde{\omega}_e C_h}{2K_h} \quad (5.19)$$

y

$$\zeta_r = \frac{\tilde{\omega}_e C_r}{2K_r} \quad (5.20)$$

donde

- $\zeta_h$  es el amortiguamiento del suelo en el modo de traslación de la cimentación
- $\zeta_r$  es el amortiguamiento del suelo en el modo de rotación de la cimentación

Los coeficientes de amortiguamiento  $\zeta_h$  y  $\zeta_r$ , que incluyen tanto el amortiguamiento por disipación como el amortiguamiento por radiación, se calculan a partir de los amortiguamientos de la cimentación  $C_h$  y  $C_r$  en traslación y rotación, respectivamente. Estos amortiguamientos se obtienen como se indica en la ecuación 5.24 de la sección 3.5.7 o tabla 5.1.

### 3.5.6 DETERMINACIÓN DE LA DUCTILIDAD EFECTIVA

Es claro que el diseño sísmico está basado en el comportamiento no lineal de la estructura ante sismos intensos. Para caracterizar un oscilador de reemplazo no lineal se requiere definir un factor de ductilidad equivalente denominado ductilidad efectiva. Este parámetro se obtiene de igualar la resistencia de fluencia y la deformación plástica de la estructura apoyada elásticamente, con los valores correspondientes de un oscilador elastoplástico equivalente, cuyo periodo natural y fracción de amortiguamiento son iguales al periodo y al amortiguamiento efectivo del sistema para la condición elástica. Por lo que

$$\tilde{Q} = \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2} (Q - 1) + 1 \quad (5.21)$$

La ductilidad efectiva  $\tilde{Q}$  será igual al factor de comportamiento sísmico o ductilidad estructural  $Q$  para un suelo infinitamente rígido (es decir,  $\tilde{T}_e = T_e$  para  $v_s = \infty$ ) e igual a la unidad para un suelo infinitamente flexible (es decir,  $\tilde{T}_e = \infty$  para  $v_s = 0$ ), siendo  $v_s$  la velocidad de ondas de corte.

La ductilidad efectiva puede verse como la ductilidad estructural modificada por interacción, tal que la resistencia del oscilador de reemplazo para la ductilidad  $\tilde{Q}$  es igual a la requerida por la estructura apoyada elásticamente para la ductilidad  $Q$ . El cociente  $Q / \tilde{Q}$  mide la relación entre las demandas de ductilidad desarrolladas en la estructura real y el oscilador de reemplazo para la misma excitación sísmica. De esta forma, la resistencia requerida por la estructura con base flexible, para limitar la demanda de ductilidad a la ductilidad disponible, se obtiene directamente de una estructura modificada con base rígida.

### 3.5.7 FUNCIONES DE IMPEDANCIA

Las funciones de impedancia o rigideces dinámicas se definen como la relación en estado estacionario entre la fuerza aplicada (momento) y el desplazamiento resultante (rotación) en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son de tipo complejo y dependen de la frecuencia de excitación. Matemáticamente, la parte real expresa la rigidez e inercia del suelo y la parte imaginaria expresa el amortiguamiento material por comportamiento histerético y el amortiguamiento geométrico por radiación de ondas. Físicamente las funciones de impedancia representan los resortes y los amortiguadores equivalentes del suelo.

<b>CIMENTACIONES SOMERAS</b>	$K_m = K_m^0 (k_m - 2\zeta\eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^0 (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m) / \omega$ m = h, v, r $\omega$ = frecuencia de interés	<b>Parámetros de frecuencia:</b>	$\eta_m = \omega R_m \sqrt{V_s}$ ;    donde $V_s = 4H_s/T_s$ y $R_v = R_h$ $\eta_s = \pi R_h / 2H_s$ $\eta_p = \sqrt{2(1-v_s)/(1-2v_s)} \cdot \pi R_r / 2H_s$ donde $v_s$ = módulo de Poisson
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2-v_s} \left( 1 + \frac{R_h}{2H_s} \right) \left( 1 + \frac{2D}{3R_h} \right) \left( 1 + \frac{5D}{4H_s} \right)$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0.65\zeta_s \eta_{hs} & ; \text{ si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s \leq 1 \\ \frac{1-(1-2\zeta_s)\eta_{hs}^2}{0.576} & ; \text{ si } \eta_{hs} = \eta_h / \eta_s > 1 \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1-v_s} \left( 1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right) \left( 1 + 0.5 \frac{D}{R_v} \right) \left[ \left( 0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s} \right]$	$k_v = 1$	$c_v = \begin{cases} 0 & ; \text{ si } \eta_v < \eta_p \\ \frac{1+1.85(1-v_s)D/R_v}{0.85(1+0.5D/R_v)} & ; \text{ si } \eta_v \geq \eta_p \end{cases}$
Cabeceo	$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-v_s)} \left( 1 + \frac{R_r}{6H_s} \right) \left( 1 + \frac{2D}{R_r} \right) \left( 1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r$	$c_r = \begin{cases} \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1-(1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2} & ; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1 \\ \frac{0.3\eta_r^2}{1+\eta_r} & ; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1 \end{cases}$
<b>CIMENTACIONES CON PILOTES</b>	$K_m = K_m^0 k_m$ y $C_m = 2K_m^0 c_m / \omega$ m = h, v $\omega$ = frecuencia de interés	<b>Parámetros de frecuencia:</b>	$\eta = \omega d / V_s$ ;    donde $V_s = 4H_s/T_s$ $\eta_s = \pi d / 2H_s$ $\eta_p = 3.4\eta_s / \pi(1-v_s)$
<b>Modo de Vibración</b>	<b>Rigidez Estática</b>	<b>Coefficiente de Rigidez</b>	<b>Coefficiente de amortiguamiento</b>
Horizontal	$K_h^0 = d E_s (E_p / E_s)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = \begin{cases} 0.8\zeta_s & ; \text{ si } \eta \leq \eta_s \\ 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta & ; \text{ si } \eta \geq \eta_s \end{cases}$
Vertical	$K_v^0 = 1.9d E_s (L_p/d)^{0.67}$	$k_v = 1$ ; si $L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}$ ; si $L/d \geq 50$ Interpolación linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \begin{cases} 0 & ; \text{ si } \eta \leq \eta_p \\ \frac{0.413 \left( \frac{L}{1+v_s(d)} \right)^{0.33} \left( 1 - e^{-\left( E_p/E_s \right) (L/d)^{-2}} \right)}{1 - e^{-\left( E_p/E_s \right) (L/d)^{-2}}} \eta^{0.8} & ; \text{ si } \eta > \eta_p \end{cases}$ Interpolación linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Tabla 5.1. Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones superficiales o con pilotes.

La rigidez dinámica de un sistema suelo–cimentación, para el modo de vibración  $m$  de la cimentación, suele expresarse mediante la función compleja  $\tilde{K}_m(\omega)$ , la cual es dependiente de la frecuencia de excitación  $\omega$ .

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m^0 [k_m(\eta_m) + i\eta_m c_m(\eta_m)] (1 + i2\zeta_s) \quad (5.22)$$

En esta ecuación,  $K_m^0$  es la rigidez estática,  $k_m$  y  $c_m$  corresponden al coeficiente de rigidez y al de amortiguamiento dependientes de la frecuencia normalizada,  $\eta_m$  y  $\zeta_s$  es el amortiguamiento efectivo del sitio.

El resorte  $K_m$  y el amortiguador  $C_m$ , equivalentes del suelo, están relacionados con los coeficientes de rigidez y amortiguamiento por medio de las ecuaciones

$$K_m = K_m^0 (k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m) \quad (5.23)$$

$$\omega C_m = K_m^0 (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m) \quad (5.24)$$

Los resortes y amortiguadores que se usan en sustitución del suelo dependen de las propiedades del subsuelo, así como de las características de la cimentación y de la frecuencia de excitación. Como una aproximación, será válido calcular estos parámetros para la frecuencia fundamental de la estructura con base rígida,  $\omega_e = 2\pi/T_e$ , siguiendo los criterios detallados en la tabla 5.1. Pueden emplearse métodos alternos basados en principios establecidos y resultados conocidos de la dinámica de cimentaciones.

### 3.5.8 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Para estructuras apoyadas sobre zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección de análisis o sobre cajones de cimentación, que poseen rigidez y resistencia tal, que es posible suponer que su base se desplaza como un cuerpo rígido, las rigideces dinámicas se obtendrán a partir de cimentaciones circulares equivalentes empleando las aproximaciones analíticas que se presentan en esta sección. Los radios de las cimentaciones circulares equivalentes a las superficies de desplante para el modo de traslación y rotación están dados, respectivamente, por las siguientes ecuaciones

$$R_h = \left( \frac{A}{\pi} \right)^{1/2} \quad (5.25)$$

$$R_r = \left( \frac{4I}{\pi} \right)^{1/4} \quad (5.26)$$

donde

A es el área de la cimentación

I es el momento de inercia del área de la cimentación con respecto a su eje centroidal de rotación



En términos de estos radios equivalentes, la frecuencia normalizada se define como

$$\eta_{h,r} = \frac{\omega R_{h,r}}{V_s} \quad (5.27)$$

Se emplea  $\eta_h$  para el modo de traslación horizontal y  $\eta_r$  para el modo de rotación.

Por otra parte, tratándose de estructuras suficientemente rígidas y resistentes, cimentadas sobre zapatas corridas con dimensión corta en la dirección del análisis o sobre zapatas aisladas (figura 5.3), las rigideces y amortiguamientos del conjunto se podrán determinar utilizando las ecuaciones:

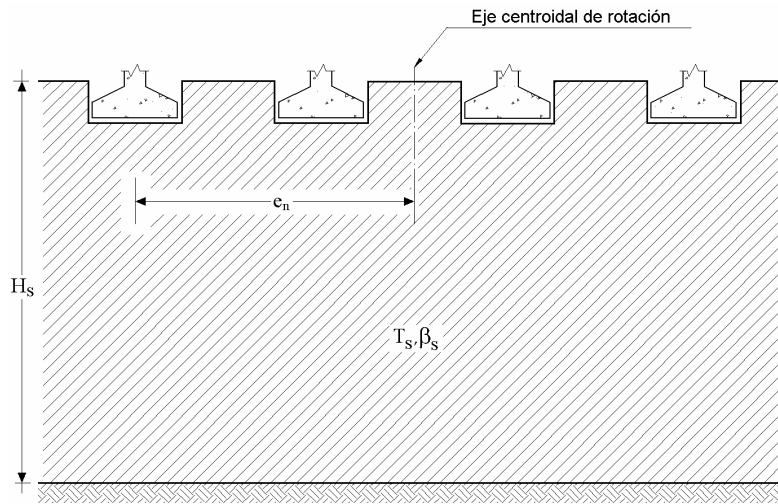


Figura 5.3. Modelo de cimentación con zapatas.

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (5.28)$$

$$K_r^0 = \sum_n e_{nz}^2 K_{vn}^0 \quad (5.29)$$

$$C_h = \sum_n C_{hn} \quad (5.30)$$

$$C_r = \sum_n e_{nz}^2 C_{vn} \quad (5.31)$$

El subíndice  $n$  denota valores correspondientes a la  $n$ -ésima zapata; los parámetros  $K_{hr}^0$  y  $K_{vr}^0$  son las rigideces estáticas horizontal y vertical de una zapata, respectivamente.  $C_{hn}$  y  $C_{vn}$  corresponden al amortiguamiento de la zapata en traslación horizontal y vertical, respectivamente;  $e_{nz}$  es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Las rigideces y amortiguamientos de las zapatas individuales se obtienen usando el valor de  $R_n$  correspondiente a la zapata en cuestión.

### 3.5.9 PILOTES DE FRICCIÓN

Para estructuras cimentadas con pilotes o pilas se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar sencilla y racionalmente los incrementos en las rigideces y los amortiguamientos de la cimentación. En el caso de pilotes de fricción (figura 5.4), las rigideces estáticas del conjunto se determina utilizando las ecuaciones obtenidas una vez despreciadas las rigideces en rotación de los pilotes. El subíndice  $n$  denota valores correspondientes al  $n$ -ésimo pilote;  $e_{np}$  es la distancia entre el centroide del pilote y el eje centroidal de rotación del área de cimentación y,  $K_{hn}^0$  y  $K_{vn}^0$  son las rigideces estáticas horizontal y vertical de un pilote, respectivamente.

$$K_h^0 = \sum_n K_{hn}^0 \quad (5.32)$$

$$K_r^0 = \sum_n e_{np}^2 K_{vn}^0 \quad (5.33)$$

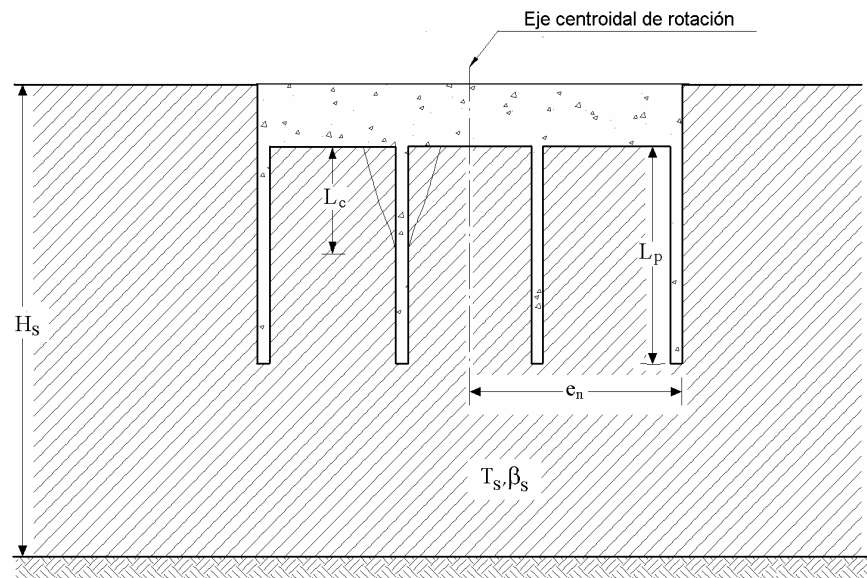


Figura 5.4. Modelo de cimentación con pilotes.

Las rigideces estáticas, así como los coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal y vertical de un pilote flexible desplantado sobre un estrato elástico con base rígida se pueden obtener de la tabla 5.1. Estas funciones de impedancia son aplicables solamente cuando se cumple la condición.

$$L_p > L_c \quad (5.34)$$

donde

$L_p$  es la longitud del pilote

$L_c$  es la longitud activa del pilote, es decir, la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo, calculada de la siguiente manera

$$L_c = 2d \left( \frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad (5.35)$$

donde

$E_p$	es el módulo de elasticidad del pilote
$E_s$	es el módulo de elasticidad del depósito del suelo
$d$	es el diámetro del pilote

### 3.5.10 EFECTO DE GRUPO DE PILOTES

En un arreglo de  $N$  pilotes unidos a una losa rígida es recomendable tener en cuenta el efecto de grupo, debido a la interacción entre pilotes a través del suelo. Conocidas la rigideces dinámicas de un pilote individual para los modos de traslación horizontal y vertical,  $\tilde{K}_h$  y  $\tilde{K}_v$ , las rigideces dinámicas del grupo de pilotes se calcularán mediante las ecuaciones presentadas en las secciones (3.5.10.1 y 3.5.10.2).

#### 3.5.10.1 Modo de traslación horizontal

Si  $\tilde{K}_h$  es la rigidez dinámica de un pilote en traslación horizontal, la rigidez dinámica en traslación horizontal del grupo de pilotes estará dada por

$$\tilde{K}_h^g = \tilde{K}_h \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N v_{ij}^h \quad (5.36)$$

donde

$v_{ij}^h$  es un elemento de la inversa de la matriz  $\alpha_h$  del conjunto de pilotes

La matriz  $\alpha_h$  tiene por elementos a

$$\alpha_{ij}^h = \begin{cases} \alpha_p \cos \theta_{ij}^2 + \alpha_s \operatorname{sen} \theta_{ij}^2 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (5.37)$$

donde

$\theta_{ij}$  es el ángulo entre la línea que une los pilotes  $i$  y  $j$ , y la dirección horizontal de análisis

$\alpha_p$  y  $\alpha_s$  son factores de interacción dinámica entre los pilotes  $i$  y  $j$ , separados una distancia  $\varepsilon$  entre ejes, y están dados por

$$\alpha_p = \left( \frac{2\varepsilon}{d} \right)^{1/2} e^{-(\zeta_s + i)\omega\varepsilon/v_p} \quad (5.38)$$

$$\alpha_s = \left( \frac{2\varepsilon}{d} \right)^{1/2} e^{-(\zeta_s + i)\omega\varepsilon/v_s} \quad (5.39)$$

donde

$$i = \sqrt{-1}$$

$v_p = 3.4v_s / \pi(1 - v_s)$  representa la velocidad análoga de Lysmer ( $v_s$  es la relación de Poisson del suelo)

### 3.5.10.2 Modo de rotación

Si  $\tilde{K}_v$  es la rigidez dinámica de un pilote en traslación vertical, la rigidez dinámica en rotación del grupo de pilotes estará dada por

$$\tilde{K}_r^g = \tilde{K}_v \sum_{i=1}^N x_i \sum_{j=1}^N v_{ij}^v x_j \quad (5.40)$$

donde

$x_{i,j}$  es la distancia, positiva o negativa, entre el eje del pilote  $i$  ó  $j$  y el eje de rotación del arreglo de pilotes

$v_{ij}^v$  es un elemento de la inversa de la matriz  $\alpha_v$  del conjunto de pilotes

La matriz  $\alpha_v$  tiene por elementos a

$$\alpha_{ij}^v = \begin{cases} \alpha_s & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (5.41)$$

donde

$\alpha_s$  es el factor de interacción dinámica dado por la ecuación 5.39

A las rigideces dinámicas del grupo de pilotes, en traslación horizontal y rotación, debe sumarse la contribución correspondiente de la losa o cajón de cimentación, es decir,  $\tilde{K}_h$  y  $\tilde{K}_r$  dados por la ecuación 5.22.

# **SECCIÓN 3.6**

## **ESTRUCTURAS TIPO 3 MUROS DE RETENCIÓN**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	93
3.6.1	CORTANTE BASAL Y MOMENTO DE VOLTEO .....	95
3.6.2	DESPLAZAMIENTO EN LA CORONA DEL MURO .....	100
3.6.3	PRESIONES HIDRODINÁMICAS.....	100
3.6.4	REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD .....	100





**NOMENCLATURA**

$a_0$	Aceleración máxima en la base del relleno, que se puede aproximar como la aceleración máxima del terreno rocoso dada por la ecuación 1.13 (sección 3.1)	$R_\theta$	Rigidez rotacional del muro
		$r$	Parámetros que controla la caída de las ordenada espectrales
		$\tilde{S}a_M$	Momento espectral que actúa en el muro
$A_{O_{Q,M}}$	Coefficiente espectral (Q = cortante y M = momento) para $T_{re} = 0$	$\tilde{S}a_Q$	Fuerza cortante espectral que actúa en el muro
B	Ancho de la base del muro, supuesto como zapata corrida	$T_a$	Límite inferior de la meseta espectral
$C_{Q,M}$	Coefficiente espectral (Q = cortante y M = momento)	$T_b$	Límite superior de la meseta espectral
$d_\theta$	Rigidez rotacional del relleno	$T_c$	Periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
$G_s$	Módulo de rigidez del terreno de desplante	$T_{re}$	Periodo dominante del relleno $4H_{re} / V_{s_{re}}$
$G_{re}$	Módulo de rigidez del relleno	$T_s$	Periodo dominante del terreno de desplante, supuesto como un estrato
g	Acercación de la gravedad	Q	Fuerza cortante actuante en la base del muro
$H_{muro}$	Altura del muro	$V_{s_{re}}$	Velocidad de ondas de corte en el relleno
$H_s$	Espesor del estrato de desplante del relleno	$\Delta$	Desplazamiento de la corona del muro
$H_{re}$	Espesor del relleno	$\tilde{\mu}$	Masa relativa del muro
$K_r$	Rigidez rotacional de una zapata corrida de ancho similar al ancho de la base del muro	$\mu_{muro}$	Masa por unidad de área plana del muro
		$\nu_s$	Relación de Poisson del terreno de desplante
$K_v$	Rigidez vertical de una zapata corrida de ancho similar al ancho de la base del muro	$\nu_{re}$	Relación de Poisson del relleno
$M_o$	Momento de volteo actuante en el muro	$\rho_{re}$	Densidad de masa del relleno
$p_s$	Contraste de impedancias entre un estrato que subyace un muro y el semiespacio en que se apoya el estrato		



**3.6.1 CORTANTE BASAL Y MOMENTO DE VOLTEO**

Para conocer las acciones sísmicas que ejerce un relleno de suelo desplantado sobre un sitio rocoso o un depósito de suelo, sobre un muro de retención, se desarrollará un modelo matemático considerando que el muro es infinitamente rígido, que el terreno de desplante permite rotaciones en el muro, y que además se desprecia la interacción del terreno de desplante con el relleno. En este modelo (figura 6.1), el terreno de desplante se idealiza como un semiespacio, caracterizado por el módulo de rigidez  $G_s$ , y la relación de Poisson,  $\nu_s$ . Si el terreno de desplante se idealiza como un estrato homogéneo, además se deberá especificar el periodo  $T_s$ , el espesor  $H_s$  y el contraste de impedancias  $p_s$ , entre el estrato y el semiespacio que lo subyace. El relleno se caracteriza por su espesor  $H_{re}$ , la velocidad de ondas de corte  $V_{s_{re}}$ , la relación de Poisson  $\nu_{re}$  y la densidad de masa  $\rho_{re}$ . Por su parte, el muro se caracteriza por su masa relativa  $\tilde{\mu}$ , definida como

$$\tilde{\mu} = \mu_{muro} / \rho_{re} H_{re} \tag{6.1}$$

donde

$\mu_{muro}$  es la masa por unidad de área plana del muro

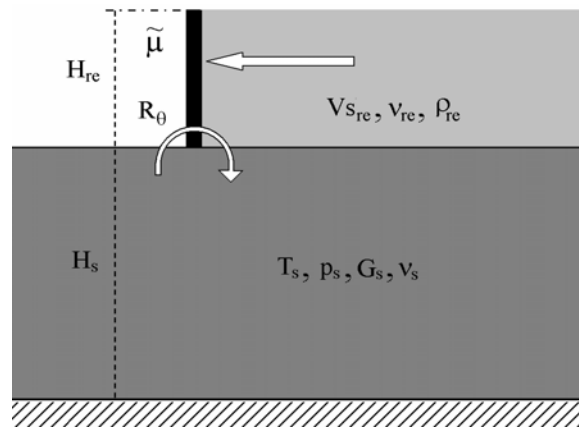


Figura 6.1. Modelo de muro y relleno desplantados sobre un estrato homogéneo que admite rotación del muro

La rigidez rotacional de un muro,  $R_\theta$ , puede sustituirse por la combinación de la rigidez rotacional,  $K_r$ , y la rigidez vertical,  $K_v$ , de una zapata corrida de ancho similar al ancho de la base del muro,  $B$ . Así

$$R_\theta = K_r + \frac{1}{2} K_v B \tag{6.2}$$

En esta ecuación, las rigideces  $K_r$  y  $K_v$  pueden obtenerse mediante las ecuaciones (Gazetas, 1991)

$$K_v = \frac{1.23G_s}{1-\nu_s} \left( 1 + 3.5 \frac{B}{2H_s} \right) \tag{6.3}$$

$$K_r = \frac{\pi G_s B^2}{8(1-\nu_s)} \left( 1 + \frac{B}{10H_s} \right) \tag{6.4}$$

Por otra parte, la rigidez rotacional relativa se determina con

$$d_{\theta} = \frac{G_{re} H_{re}^2}{R_{\theta}} \quad (6.5)$$

donde

$G_{re}$  es el módulo de rigidez del relleno, dado por  $G_{re} = \rho_{re} V_{S_{re}}^2$

Las acciones de interés en muros de retención son el cortante basal y el momento de volteo que ejerce el relleno sobre él. Estas acciones se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$Q(T_{re}) = \rho_{re} H_{re}^2 a_0 g \tilde{S}_{a_Q}(T_{re}) \quad (6.6)$$

$$M_{\theta}(T_{re}) = \rho_{re} H_{re}^3 a_0 g \tilde{S}_{a_M}(T_{re}) \quad (6.7)$$

donde

$T_{re}$  es el periodo dominante del relleno igual a  $4H_{re} / V_{S_{re}}$

$a_0$  es la aceleración máxima en la base del relleno, que se puede aproximar como la aceleración máxima del terreno dada por la ecuación 1.13 de la sección 3.1. En caso de considerar el terreno de desplante como un semi-espacio, éste se considerará como rocoso y la aceleración será tomada igual a  $a_0^r$ , definida en la sección 3.1.5.1.1

$g$  es la aceleración de la gravedad

$\tilde{S}_{a_Q}(T_{re})$  y  $\tilde{S}_{a_M}(T_{re})$ , denotados en esta sección como  $\tilde{S}_{a_{Q,M}}(T_{re})$ , son el cortante y el momento espectrales para el periodo del relleno  $T_{re}$ , normalizados con los factores  $\rho_{re} H_{re}^2 a_0 g$  y  $\rho_{re} H_{re}^3 a_0 g$ , respectivamente, que actúan en el muro

Las ordenadas espectrales de diseño de muros se obtienen con la siguiente ecuación

$$\tilde{S}_{a_{Q,M}}(T_{re}) = \begin{cases} A_{O_{Q,M}} + (C_{Q,M} - A_{O_{Q,M}}) \frac{T_{re}}{T_a} & \text{si } T_{re} < T_a \\ C_{Q,M} & \text{si } T_a \leq T_{re} < T_b \\ C_{Q,M} \left( \frac{T_b}{T_{re}} \right)^r & \text{si } T_{re} \geq T_b \end{cases} \quad (6.8)$$

donde

$T_a, T_b$  son los periodos que definen la meseta espectral, obtenidos con las ecuaciones 1.15 y 1.16 de la sección 3.1

$r$  es el parámetro que controla la caída de las ordenada espectrales para  $T_{re} > T_b$  y es igual a  $T_s$  ( $r=T_s$ ), pero no será menor que 0.5 ni mayor que 1.0 ( $0.5 \leq r \leq 1.0$ ). Para terreno firme  $r=0.5$

$T_c$  es el periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno

$A_{O_{Q,M}}$  y  $C_{Q,M}$  son los coeficientes del espectro. Los subíndices Q y M denotan cortante basal y momento, respectivamente

Las tablas 6.1 y 6.2 presentan los coeficientes del espectro,  $A_{O_{Q,M}}$  y  $C_{Q,M}$ , calculados para las relaciones de Poisson del relleno  $\nu_{re} = 0.3$  y  $0.45$ , los valores de masa relativa del muro  $\tilde{\mu} = 0$  y  $0.15$  y los valores de rigidez rotacional relativa del sistema muro-suelo  $d_{\theta} = 0.3, 1/2, 1, 2$  y  $5$ . Los coeficientes

$A_{O_{Q,M}}$ , correspondientes a las ordenadas espectral  $T_{re} = 0$ , son los consignados en la tabla 6.1. Estos coeficientes son válidos para todo terreno de desplante, ya sea idealizado como un semi-espacio o como un estrato homogéneo. Los coeficientes  $C_{Q,M}$  correspondientes a un semi-espacio como terreno de desplante están consignados en la tabla 6.2.

Cuando se considera que el terreno bajo el relleno es un estrato homogéneo apoyado sobre un semi-espacio, entonces los coeficientes espectrales  $C_{Q,M}$  tienen variaciones que dependen del periodo de este estrato,  $T_s$ , y del contraste de impedancias entre el mismo y el semi-espacio que lo subyace,  $p_s$ , definido en la sección 3.1.5.2.1. Las tablas 6.3 a 6.6 presentan coeficientes  $C_{Q,M}$  para valores de periodo  $T_s = 0.2, 0.5$  y  $1.0$ , y valores de contraste de impedancias  $p_s = 0.1, 0.3$  y  $0.5$ . Cada tabla presenta los coeficientes correspondientes a una de las combinaciones de valores de relación de Poisson del relleno ( $v_{re} = 0.3$  y  $0.45$ ) y de masa relativa del muro ( $\tilde{\mu} = 0$  y  $0.15$ ), adoptados para las tablas 6.1 y 6.2.

Tabla 6.1. Coeficientes de  $A_{O_{Q,M}}$  para terreno de desplante idealizado como semi-espacio o estrato homogéneo.

Todo terreno		$v_{re} = 0.3$		$v_{re} = 0.45$	
		$A_{O_Q}$	$A_{O_M}$	$A_{O_Q}$	$A_{O_M}$
$\tilde{\mu} = 0.0$	$d_\theta = 0$	0.918	0.549	1.035	0.620
	$d_\theta = 1/2$	0.680	0.376	0.745	0.408
	$d_\theta = 1$	0.557	0.285	0.602	0.303
	$d_\theta = 2$	0.430	0.193	0.462	0.201
	$d_\theta = 5$	0.299	0.097	0.323	0.099
$\tilde{\mu} = 0.15$	$d_\theta = 0$	1.068	0.624	1.185	0.695
	$d_\theta = 1/2$	0.798	0.427	0.860	0.457
	$d_\theta = 1$	0.657	0.324	0.700	0.340
	$d_\theta = 2$	0.513	0.219	0.542	0.225
	$d_\theta = 5$	0.365	0.111	0.387	0.112

Tabla 6.2. Coeficientes  $C_{Q,M}$  para terreno de desplante idealizado como semi-espacio.

Semiespacio		$v_{re} = 0.3$		$v_{re} = 0.45$	
		$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$
$\tilde{\mu} = 0$	$d_\theta = 0$	1.317	0.810	1.486	0.914
	$d_\theta = 1/2$	1.123	0.655	1.245	0.722
	$d_\theta = 1$	0.996	0.553	1.094	0.599
	$d_\theta = 2$	0.832	0.422	0.904	0.448
	$d_\theta = 5$	0.614	0.243	0.665	0.250
$\tilde{\mu} = 0.15$	$d_\theta = 0$	1.436	0.870	1.605	0.973
	$d_\theta = 1/2$	1.266	0.731	1.389	0.797
	$d_\theta = 1$	1.149	0.634	1.247	0.680
	$d_\theta = 2$	0.989	0.503	1.058	0.526
	$d_\theta = 5$	0.754	0.297	0.799	0.300

Tabla 6.3. Coeficientes  $C_{Q,M}$  para terreno de desplante idealizado como estrato homogéneo, para relación de Poisson del relleno  $\nu_{re} = 0.3$  y masa relativa del muro  $\tilde{\mu} = 0$ .

$\nu_{re} = 0.3$ $\tilde{\mu} = 0$		$T_s = 0.2$ s		$T_s = 0.5$ s		$T_s = 1.0$ s	
		$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$
$p_s = 0.1$	$d_\theta = 0$	1.804	1.125	1.607	0.997	1.474	0.915
	$d_\theta = 1/2$	1.641	0.972	1.460	0.861	1.338	0.794
	$d_\theta = 1$	1.504	0.847	1.345	0.754	1.231	0.697
	$d_\theta = 2$	1.289	0.661	1.177	0.598	1.072	0.552
	$d_\theta = 5$	0.971	0.392	0.901	0.359	0.811	0.328
$p_s = 0.3$	$d_\theta = 0$	1.574	0.980	1.335	0.823	1.309	0.805
	$d_\theta = 1/2$	1.415	0.836	1.201	0.710	1.112	0.652
	$d_\theta = 1$	1.286	0.725	1.091	0.614	0.979	0.550
	$d_\theta = 2$	1.091	0.559	0.921	0.472	0.834	0.428
	$d_\theta = 5$	0.806	0.326	0.691	0.273	0.626	0.252
$p_s = 0.5$	$d_\theta = 0$	1.429	0.888	1.293	0.796	1.320	0.812
	$d_\theta = 1/2$	1.283	0.757	1.113	0.649	1.123	0.652
	$d_\theta = 1$	1.148	0.645	0.982	0.544	0.985	0.555
	$d_\theta = 2$	0.967	0.494	0.822	0.412	0.818	0.421
	$d_\theta = 5$	0.705	0.284	0.605	0.237	0.596	0.239

Tabla 6.4. Coeficientes  $C_{Q,M}$  para terreno de desplante idealizado como estrato homogéneo, para relación de Poisson del relleno  $\nu_{re} = 0.3$  y masa relativa del muro  $\tilde{\mu} = 0.15$ .

$\nu_{re} = 0.3$ $\tilde{\mu} = 0.15$		$T_s = 0.2$ s		$T_s = 0.5$ s		$T_s = 1.0$ s	
		$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$
$p_s = 0.1$	$d_\theta = 0$	1.902	1.174	1.710	1.046	1.563	0.956
	$d_\theta = 1/2$	1.821	1.072	1.618	0.949	1.483	0.875
	$d_\theta = 1$	1.727	0.971	1.545	0.864	1.412	0.799
	$d_\theta = 2$	1.541	0.794	1.414	0.722	1.284	0.665
	$d_\theta = 5$	1.207	0.495	1.115	0.454	1.010	0.413
$p_s = 0.3$	$d_\theta = 0$	1.674	1.027	1.447	0.876	1.433	0.866
	$d_\theta = 1/2$	1.579	0.925	1.333	0.785	1.256	0.726
	$d_\theta = 1$	1.478	0.832	1.251	0.704	1.134	0.631
	$d_\theta = 2$	1.296	0.669	1.090	0.563	0.994	0.515
	$d_\theta = 5$	0.982	0.403	0.855	0.344	0.770	0.315
$p_s = 0.5$	$d_\theta = 0$	1.537	0.937	1.414	0.854	1.444	0.873
	$d_\theta = 1/2$	1.283	0.757	1.253	0.723	1.270	0.727
	$d_\theta = 1$	1.321	0.740	1.135	0.622	1.140	0.637
	$d_\theta = 2$	1.145	0.588	0.980	0.491	0.968	0.500
	$d_\theta = 5$	0.854	0.349	0.748	0.294	0.735	0.295

Tabla 6.5. Coeficientes  $C_{Q,M}$  para terreno de desplante idealizado como estrato homogéneo, para relación de Poisson del relleno  $\nu_{re} = 0.45$  y masa relativa del muro  $\tilde{\mu} = 0$ .

$\nu_{re} = 0.45$ $\tilde{\mu} = 0$		$T_s = 0.2$ s		$T_s = 0.5$ s		$T_s = 1.0$ s	
		$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$
$p_s = 0.1$	$d_\theta = 0$	2.036	1.270	1.813	1.125	1.663	1.032
	$d_\theta = 1/2$	1.830	1.077	1.629	0.954	1.492	0.881
	$d_\theta = 1$	1.660	0.923	1.489	0.824	1.362	0.761
	$d_\theta = 2$	1.408	0.705	1.289	0.640	1.172	0.590
	$d_\theta = 5$	1.053	0.407	0.977	0.372	0.879	0.339
$p_s = 0.3$	$d_\theta = 0$	1.776	1.105	1.507	0.929	1.477	0.908
	$d_\theta = 1/2$	1.575	0.925	1.338	0.786	1.233	0.719
	$d_\theta = 1$	1.418	0.790	1.201	0.667	1.075	0.598
	$d_\theta = 2$	1.187	0.595	1.001	0.502	0.910	0.457
	$d_\theta = 5$	0.872	0.336	0.749	0.283	0.677	0.261
$p_s = 0.5$	$d_\theta = 0$	1.612	1.002	1.459	0.898	1.490	0.916
	$d_\theta = 1/2$	1.425	0.835	1.234	0.714	1.244	0.719
	$d_\theta = 1$	1.264	0.702	1.078	0.589	1.081	0.602
	$d_\theta = 2$	1.050	0.524	0.894	0.438	0.888	0.447
	$d_\theta = 5$	0.762	0.293	0.654	0.245	0.645	0.247

 Tabla 6.6. Coeficientes  $C_{Q,M}$  para terreno de desplante idealizado como estrato homogéneo, para relación de Poisson del relleno  $\nu_{re} = 0.45$  y masa relativa del muro  $\tilde{\mu} = 0.15$ .

$\nu_{re} = 0.45$ $\tilde{\mu} = 0.15$		$T_s = 0.2$ s		$T_s = 0.5$ s		$T_s = 1.0$ s	
		$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$	$C_Q$	$C_M$
$p_s = 0.1$	$d_\theta = 0$	2.133	1.319	1.916	1.174	1.751	1.073
	$d_\theta = 1/2$	2.016	1.180	1.792	1.045	1.642	0.965
	$d_\theta = 1$	1.888	1.048	1.695	0.936	1.547	0.865
	$d_\theta = 2$	1.658	0.835	1.525	0.761	1.382	0.700
	$d_\theta = 5$	1.279	0.500	1.180	0.460	1.071	0.418
$p_s = 0.3$	$d_\theta = 0$	1.874	1.152	1.617	0.981	1.600	0.969
	$d_\theta = 1/2$	1.743	1.016	1.475	0.863	1.378	0.794
	$d_\theta = 1$	1.613	0.898	1.364	0.759	1.227	0.680
	$d_\theta = 2$	1.389	0.702	1.174	0.590	1.068	0.541
	$d_\theta = 5$	1.039	0.407	0.908	0.348	0.816	0.319
$p_s = 0.5$	$d_\theta = 0$	1.720	1.050	1.579	0.955	1.613	0.977
	$d_\theta = 1/2$	1.581	0.922	1.377	0.789	1.392	0.792
	$d_\theta = 1$	1.439	0.798	1.230	0.667	1.234	0.684
	$d_\theta = 2$	1.223	0.616	1.049	0.514	1.034	0.522
	$d_\theta = 5$	0.903	0.353	0.793	0.297	0.778	0.298

### 3.6.2 DESPLAZAMIENTO EN LA CORONA DEL MURO

Para calcular el desplazamiento en la corona del muro,  $\Delta$ , se hará uso del momento espectral del relleno para determinar la rotación de la base y se considera la rigidez rotacional de la cimentación siguiendo la ecuación

$$\Delta = \frac{H_{\text{muro}} \tilde{S}_{aM}(T_{re})}{R_{\theta}} \quad (6.9)$$

donde

$H_{\text{muro}}$  es la altura del muro  
 $M_o$  es el momento de volteo actuante en el muro

### 3.6.3 PRESIONES HIDRODINÁMICAS

Siempre que sea posible deberá evitarse la generación de presiones hidrostáticas e hidrodinámicas en los muros de retención. Esto puede lograrse mediante una selección adecuada del material de relleno, conjuntamente con la colocación de un drenaje eficiente en la interfaz muro–suelo y en el interior del relleno.

Cuando se tenga una masa de agua libre, como en el caso de muros marginales de muelles, los efectos debidos a las presiones hidrodinámicas se podrán sumar sólo si son desfavorables para la estabilidad del muro. En esta condición, las presiones, las fuerzas cortantes y los momentos de volteo inducidos por el movimiento del agua se podrán determinar aplicando los criterios especificados para las presas (sección 3.12).

### 3.6.4 REVISIÓN DE LA ESTABILIDAD

Al revisar la estabilidad de un muro de retención se verificará que se cumpla con los siguientes factores de seguridad:

1. Falla por volteo: El factor de seguridad contra volteo calculado como el cociente entre los momentos resistentes y de volteo debe ser mayor que 1.5.
2. Falla por deslizamiento: El factor de seguridad contra deslizamiento calculado como el cociente entre las fuerzas laterales resistente y de deslizamiento debe ser mayor que 1.2.
3. Falla por capacidad de carga: El factor de seguridad por capacidad de carga calculado como el cociente entre la resistencia última del suelo y la presión máxima de contacto debe ser mayor que 2.0.
4. Falla generalizada: Si bajo el cimientado existe un estrato comprensible, el factor de seguridad por falla generalizada debe ser mayor 1.5.



# **SECCIÓN 3.7**

## **ESTRUCTURAS TIPO 4 CHIMENEAS, SILOS Y SIMILARES**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	105
3.7.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	107
3.7.2	ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO .	107
3.7.3	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	107
3.7.4	FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA .....	107
3.7.5	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS .....	107
3.7.6	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	108
3.7.6.1	Valuación de fuerzas sísmicas.....	108
3.7.6.2	Momentos de volteo.....	111
3.7.6.3	Efectos de segundo orden .....	111
3.7.6.4	Efectos combinados de los movimientos del terreno.....	111
3.7.7	ANÁLISIS DINÁMICO .....	111
3.7.7.1	Revisión por cortante basal.....	113
3.7.7.2	Efectos especiales .....	113
3.7.8	EFFECTO DEL GRANO ALMACENADO .....	113
3.7.9	ESPECTRO DE ACELERACIÓN DE ROTACIÓN.....	113
3.7.10	INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA.....	114



## NOMENCLATURA

$a(\beta)$	Ordenada espectral correspondiente a $T_e$ , corregida por el amortiguamiento	$r$	Coficiente que vale 1.0, 1.33 y 2.0 para terrenos con factor de sitio $F_s = 1.0$ , $1.0 < F_s \leq 1.5$ y $F_s > 1.5$
$C_e$	Matriz de amortiguamiento de la estructura	$R$	Factor de reducción por sobrerresistencia
$D_H$	Diámetro exterior en la punta de la chimenea	$S_D$	Respuesta de diseño
$D_0$	Diámetro exterior en la base de la chimenea	$S_n$	Respuestas modales
$E$	Módulo de elasticidad del material de la estructura	$T_b$	Límite superior de la meseta del espectro de diseño
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto	$T_e$	Periodo estructural
$F_s$	Factor de sitio	$\tilde{T}_e$	Periodo efectivo del sistema acoplado suelo–estructura
$g$	Aceleración de la gravedad	$V_d$	Fuerza cortante basal calculada dinámicamente
$G_s$	Módulo de rigidez al corte del suelo	$V_e$	Fuerza cortante basal calculada estáticamente
$h_n$	Altura del centro de gravedad del $n$ -ésimo segmento, medida desde el desplante	$V_\theta$	Fuerza cortante basal equivalente originada por la aceleración rotacional
$H$	Altura total de la estructura medida a partir de la base	$V_m$	Fuerza cortante que se tiene entre las secciones correspondientes a los centros de gravedad de los segmentos $m$ y $m-1$
$H_e$	Altura efectiva de la estructura	$v_s$	Velocidad de propagación de ondas S
$\mathbf{H}$	Vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada nivel	$W$	Peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas
$I_e$	Momento de inercia de la sección transversal de la estructura	$W_n$	Peso del $n$ -ésimo segmento
$\mathbf{J}$	Vector columna con componentes adimensionales iguales a 1	$\mathbf{X}_e$	Vector de desplazamientos relativos al apoyo de la estructura
$K$	Rigidez de la estructura	$\ddot{\mathbf{X}}_0$	Aceleración del terreno
$\mathbf{K}_e$	Matriz de rigideces de la estructura	$\mathbf{Z}_n$	Corresponde al $n$ -ésimo vector modal
$M$	Masa total de la chimenea sin revestimiento	$\alpha_1, \alpha_2$	Coficientes de proporcionalidad
$M'$	Masa total de la chimenea con revestimiento	$\beta$	Factor de amortiguamiento
$M_b$	Momento de volteo en la base	$\delta$	Desplazamiento lateral en la punta de la chimenea, producido por una carga distribuida lateralmente
$\mathbf{M}_e$	Matriz de masas de la estructura	$\delta M_b$	Momento de volteo en la base originado por efectos P– $\Delta$
$M_{en}$	Masa modal efectiva para cada modo $n$	$\theta(T_e)$	Aceleración rotacional en la base de la estructura
$M_n$	Momento de volteo en la sección correspondiente al centro de gravedad del segmento $n$	$\ddot{\theta}_0$	Aceleración rotacional del terreno
$N_s$	Segmentos de igual altura	$\varphi_m, \varphi_{m\theta}$	Factores de participación del modo $m$ para las aceleraciones traslacional y rotacional en la base
$N_m$	Formas modales	$\rho_s$	Densidad del suelo
$P_n$	Fuerza lateral que actúa sobre la masa del nivel $n$	$\zeta_e$	Amortiguamiento estructural
$P_s$	Fuerza sísmica horizontal adicional que permite considerar los efectos de los modos superiores de vibrar	$\zeta_e$	Amortiguamiento efectivo del sistema acoplado suelo–estructura
$q$	Es igual a $(T_b / T_e)^r$		
$Q$	Factor de comportamiento sísmico		
$Q'$	Factor reductor por ductilidad		



### 3.7.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las chimeneas y silos son estructuras especialmente vulnerables a los temblores, ya que cuentan con tan sólo una línea de defensa, lo que implica que la falla de una sección puede llevar al colapso a la estructura. Aunado a esto, por tratarse de estructuras altas y esbeltas la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta total puede ser determinante. En adición, son estructuras que se caracterizan porque durante las vibraciones disipan, generalmente, menos energía que las estructuras de edificios debido a su bajo amortiguamiento. Por lo tanto, en el diseño sísmico de chimeneas y silos se debe tener presente que, aunque se trata de estructuras en voladizo sencillas de analizar, son más vulnerables que las estructuras de edificios por lo que en su diseño se deben considerar correctamente los efectos de los modos superiores de vibración y el bajo amortiguamiento. Por tratarse de estructuras donde dominan las deformaciones por flexión, el fuste de la chimenea o el elemento resistente del silo se podrán modelar como una viga de flexión simple, según Newmark y Rosenblueth (1971), es decir, será posible desprestigiar la influencia de la inercia rotacional y las deformaciones por cortante. Las recomendaciones que se estipulan en esta sección tienen por objeto determinar las fuerzas sísmicas que obran sobre chimeneas y silos sometidos a temblores que se especifican mediante espectros de diseño. Tales fuerzas son función de la masa de la estructura así como de la aceleración derivada del espectro de diseño correspondiente a la localización geográfica y las características del terreno en que se ubicará la estructura.

### 3.7.2 ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO

En los espectros de diseño está implícito un valor de amortiguamiento ( $\zeta_e$ ) de 5%. Sin embargo, en chimeneas y silos esbeltos el amortiguamiento que se tiene generalmente es menor que el considerado en tales espectros de diseño. Usualmente en estructuras de concreto se miden valores de  $\zeta_e \cong 0.03$ , mientras que en estructuras de acero se encuentran valores de  $\zeta_e \cong 0.02$ . En vista de esta situación, es necesario modificar las ordenadas del espectro de diseño multiplicándolas por el factor de amortiguamiento,  $\beta$ , en la misma forma que para estructuras de edificios. El factor de amortiguamiento se calcula como se establece en la sección 3.1.6.5.

### 3.7.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Las chimeneas deberán diseñarse utilizando un factor de comportamiento sísmico  $Q = 2$  cuando se trate de chimeneas de concreto reforzado o bien de  $Q = 3$  en el caso de chimeneas de acero. Según el material, para silos se utilizarán los mismos valores de  $Q$  anteriores.

### 3.7.4 FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA

En el diseño sísmico de chimeneas y silos se utilizará un factor de sobrerresistencia,  $R = 1.25$ , a menos que se pueda justificar técnicamente el uso de un valor mayor.

### 3.7.5 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

El análisis sísmico de chimeneas y silos se puede realizar mediante uno de los siguientes métodos:

- a) Análisis estático
- b) Análisis dinámico

El método estático que se especifica en la sección 3.7.6 es aplicable al análisis de estructuras cuya altura no sobrepase de 60 m; también se permite emplearlo en estructuras de mayor altura siempre que se trate de cálculos preliminares. El método dinámico que se describe en la sección 3.7.7 se puede aplicar a estructuras con cualquier altura.

### 3.7.6 ANÁLISIS ESTÁTICO

Para el análisis estático de chimeneas y silos, los efectos dinámicos inducidos por el sismo se simularán mediante una fuerza lateral equivalente, distribuida a lo largo de la altura de la estructura y actuando en la dirección del movimiento del terreno.

#### 3.7.6.1 Valuación de fuerzas sísmicas

La magnitud de la resultante de la fuerza lateral distribuida verticalmente será igual a la fuerza cortante basal determinada de acuerdo con lo dispuesto para estructuras de edificios, amplificada por el factor de amortiguamiento por el que se aumentan las ordenadas espectrales con objeto de tener en cuenta que el amortiguamiento en chimeneas y silos usualmente es menor que en estructuras de edificios.

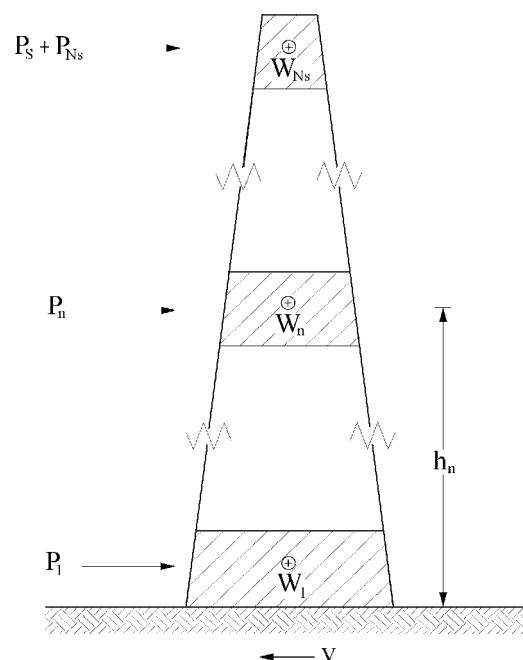


Figura 7.1. Fuerzas sísmicas en una chimenea

La distribución vertical de la fuerza cortante basal amplificada se llevará a cabo dividiendo la estructura en  $N_s$  segmentos de igual altura, como se muestra en la figura 7.1. En el centro de masa del  $n$ -ésimo segmento se aplicará una fuerza horizontal que se define, dependiendo del periodo característico  $T_b$ , de las siguientes formas:



$$P_n = 0.85W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_s} W_n}{\sum_{n=1}^{N_s} W_n h_n} \frac{a(\beta)}{Q'R} \quad \text{si } T_e < T_b \quad (7.1)$$

$$P_n = 0.85W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a(\beta)}{Q'R} \quad \text{si } T_e \geq T_b \quad (7.2)$$

donde

- $W_n$  es el peso del n-ésimo segmento
- $h_n$  es la altura del centro de gravedad del n-ésimo segmento, medida desde el desplante
- $a(\beta)$  es la ordenada espectral correspondiente al periodo fundamental  $T_e$  de la estructura corregido por el factor de amortiguamiento  $\beta$
- $Q'$  es el factor reductor por ductilidad
- $\alpha_1, \alpha_2$  son los coeficientes de proporcionalidad que se especifican para estructuras de edificios

Para tener en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración, en el segmento superior se aplicará adicionalmente una fuerza horizontal que se define como

$$P_s = 0.15W \frac{a(\beta)}{Q'R} \quad \text{si } T_e < T_b \quad (7.3)$$

$$P_s = 0.15W(1+0.5r-0.5rq) \frac{a(\beta)}{QR} \quad \text{si } T_e \geq T_b \quad (7.4)$$

donde

- $W$  es el peso total de la estructura
- $q$  es igual a  $(T_b / T_e)^r$
- $r$  depende del factor de sitio y es igual a 1.0, 1.33 y 2.0 cuando  $F_s=1.0$ ,  $1.0 < F_s \leq 1.5$  y  $F_s > 1.5$ , respectivamente
- $T_b$  es el límite superior de la meseta del espectro de diseño
- $T_e$  es el periodo de la estructura

Adicionalmente al efecto de la aceleración horizontal, deberá considerarse la contribución de la aceleración de rotación en la base de la estructura. Para este fin, la fuerza cortante basal adicional debida a dicha aceleración de rotación puede valuarse mediante la ecuación siguiente

$$V_0 = \frac{\theta(T_e) H_e W}{Q'R} \quad (7.5)$$

donde

- $\theta(T_e)$  es la aceleración de rotación espectral para el periodo fundamental de la estructura, que se obtiene como se indica en la sección 3.7.9
- $H_e$  es la altura efectiva de la estructura, que se puede considerar igual a  $0.75H$
- $H$  es la altura total de la estructura medida a partir de la base

La fuerza cortante basal  $V_0$  deberá distribuirse en los centros de masa de cada segmento en la misma proporción que las fuerzas  $P_n$ . Dado que los efectos de las aceleraciones traslacional y rotacional en la base no están en fase, estos deberán combinarse usando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Para lograr una aproximación adecuada en la valuación de las fuerzas sísmicas, la estructura de interés se dividirá en al menos 10 segmentos.

Para aplicar el método estático, el periodo fundamental podrá estimarse mediante fórmulas empíricas o ecuaciones analíticas que sean apropiadas al tipo de estructura en cuestión. Por ejemplo, el periodo fundamental de chimeneas de concreto con base rígida se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$T_c = \frac{0.0155H^2}{(3D_0 - D_H)\sqrt{E_c}} \left( \frac{M'}{M} \right)^{1/2} \quad (7.6)$$

donde

- $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto, en GPa
- $D_0, D_H$  son los diámetros exteriores en la base y punta de la chimenea
- $M', M$  son las masas totales de la chimenea de concreto con revestimiento y sin revestimiento

En chimeneas de acero con base rígida, el periodo fundamental se puede determinar a partir de la masa y rigidez de la estructura de acuerdo con la ecuación

$$T_c = 2\pi \left( \frac{M}{K} \right)^{1/2} \quad (7.7)$$

donde

- $K$  es la rigidez de la estructura, que se puede estimar mediante la ecuación

$$K = 1.25 \frac{Mg}{\delta} \quad (7.8)$$

donde

- $\delta$  es el desplazamiento lateral en la punta de la chimenea, producido por una carga distribuida lateralmente igual al peso de la estructura por unidad de longitud
- $g$  es la aceleración de la gravedad

Si la chimenea de acero va revestida con concreto se deberá tener en cuenta la masa y rigidez adicionales suministradas por el revestimiento. Para ello, su masa se debe incluir en la masa de la estructura y su espesor se debe considerar como un espesor equivalente de acero.

En general, para cualquier estructura de sección constante empotrada en la base y libre en el extremo, el periodo fundamental es igual a (Timoshenko *et al.*, 1974):

$$T_c = \frac{2\pi}{3.515} \left( \frac{MH^3}{EI_c} \right)^{1/2} \quad (7.9)$$

donde

$E$  es el módulo de elasticidad del material  
 $I_e$  es el momento de inercia de la sección transversal

### 3.7.6.2 Momentos de volteo

El momento de volteo en la sección correspondiente al centro de gravedad del segmento  $n$ , calculado como la integral del diagrama de fuerzas cortantes, podrá reducirse de acuerdo a:

$$M_n = \left( 0.75 + \frac{0.25h_n}{H} \right) \sum_{m=n+1}^N V_m (h_m - h_{m-1}) \quad (7.10)$$

donde

$V_m$  es la fuerza cortante que se tiene entre las secciones correspondientes a los centros de gravedad de los segmentos  $m$  y  $m-1$

### 3.7.6.3 Efectos de segundo orden

En el diseño de chimeneas y silos no es necesario considerar los efectos de segundo orden (efectos  $P-\Delta$ ) cuando se cumpla que

$$\delta M_b / M_b \leq 0.10 \quad (7.11)$$

donde

$\delta M_b$  es el momento de volteo en la base originado por las cargas verticales actuando sobre la estructura deformada

$M_b$  es el momento de volteo en la base sin considerar efectos de segundo orden

Para calcular  $\delta M_b$ , se analizará la estructura sometida a las cargas laterales calculadas estáticamente y considerando comportamiento lineal de la misma. Los desplazamientos así obtenidos deberán incrementarse por el factor  $QR$ .

### 3.7.6.4 Efectos combinados de los movimientos del terreno

Las chimeneas y silos se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno de la misma intensidad. En estructuras que no sean demasiado esbeltas se podrá despreciar la acción del componente vertical. Las fuerzas internas resultantes de estas sollicitaciones sísmicas se obtendrán aplicando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Las fuerzas internas así obtenidas deberán combinarse con las gravitacionales.

La elección de las direcciones ortogonales para las cuales se efectuará el análisis se hará atendiendo a la ubicación de los orificios o aberturas que tenga el fuste de la chimenea o el elemento resistente del silo. Las direcciones más desfavorables estarán definidas por la menor resistencia de la estructura, tanto a flexocompresión como a fuerza cortante.

## 3.7.7 ANÁLISIS DINÁMICO

Para el análisis dinámico de chimeneas y silos se empleará el análisis modal espectral junto con las disposiciones correspondientes estipuladas para estructuras de edificios, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones y salvedades:

1. Los parámetros dinámicos de una chimenea o silo se determinarán suponiendo que la estructura posee modos clásicos de vibración, por lo que las frecuencias y los modos naturales de vibrar se obtendrán considerando nulo el amortiguamiento.
2. El modelo analítico deberá considerar un mínimo de 10 masas y grados de libertad con objeto de calcular adecuadamente la respuesta estructural.
3. El número de formas modales  $N_m$  a considerar en el cálculo de las respuestas de diseño será aquel que permita satisfacer la expresión

$$\sum_{n=1}^{N_m} M_{en} \geq 0.9M \quad (7.12)$$

donde

$M_{en}$  es la masa de la estructura asociada al modo  $n$

Los valores de  $M_{en}$  pueden calcularse mediante

$$M_{en} = \frac{(\mathbf{Z}_n^T \mathbf{M}_e \mathbf{J})^2}{\mathbf{Z}_n^T \mathbf{M}_e \mathbf{Z}_n} \quad (7.13)$$

donde

$\mathbf{M}_e$  es la matriz de masas

$\mathbf{Z}_n$  es el  $n$ -ésimo vector modal

$\mathbf{J}$  es un vector columna con componentes adimensionales iguales a 1

4. Al determinar las respuestas modales se aumentarán las ordenadas espectrales según se especifica en la sección 3.7.2, con objeto de tomar en cuenta que el amortiguamiento en chimeneas y silos puede ser menor que en estructuras de edificios.
5. Las respuestas de diseño se obtendrán mediante la combinación de las respuestas modales máximas, de acuerdo con la ecuación que representa el promedio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y la suma de los valores absolutos de las respuestas modales  $S_n$ , que pueden ser los desplazamientos, las fuerzas cortantes o los momentos de volteo.

$$S_D = \frac{1}{2} \left( \sum_{n=1}^{N_m} |S_n| + \left( \sum_{n=1}^{N_m} S_n^2 \right)^{1/2} \right) \quad (7.14)$$

Al igual que en el método estático, adicionalmente al efecto de la aceleración horizontal deberá considerarse la contribución de la aceleración rotacional en la base de la estructura. Dada una aceleración del terreno  $\ddot{X}_0(t)$  en dirección horizontal y una aceleración de rotación  $\ddot{\theta}_0(t)$  alrededor de un eje perpendicular a dicha dirección, la ecuación de movimiento de un sistema de varios grados de libertad, descrito solamente por los desplazamientos de traslación, está dada por

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{X}}_e + \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{X}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{X}_e = -\ddot{X}_0(t) \mathbf{M}_e \mathbf{J} - \ddot{\theta}_0(t) \mathbf{M}_e \mathbf{H} \quad (7.15)$$

donde

$\mathbf{M}_e$ ,  $\mathbf{C}_e$  y  $\mathbf{K}_e$  son las matrices de masas, amortiguamiento y rigideces de la estructura

$\mathbf{X}_e$  es el vector de desplazamientos relativos al apoyo de la estructura

**H** es un vector que tiene como componentes las alturas de desplante de cada masa, medidas con respecto a la base de la estructura

Para considerar el término  $\ddot{X}_0(t)M_e J$  en el análisis modal, el factor de participación del modo  $m$  es

$$\varphi_m = \frac{Z_n^T M_e J}{Z_n^T M_e Z_n} \quad (7.16)$$

Mientras que para el término  $\ddot{\theta}_0(t)M_e H$ , el factor de participación del modo  $m$  es

$$\varphi_{m\theta} = \frac{Z_n^T M_e H}{Z_n^T M_e Z_n} \quad (7.17)$$

### 3.7.7.1 Revisión por cortante basal

En ninguna caso se permitirá que la fuerza cortante basal calculada dinámicamente sea menor que 75% de la calculada estáticamente con la opción que toma en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura. Cuando  $V_d/V_e < 75\%$ , las respuestas de diseño se incrementarán en  $0.75V_e / V_d$ , siendo  $V_e$  y  $V_d$  las fuerzas cortantes basales calculadas estática y dinámicamente, respectivamente.

### 3.7.7.2 Efectos especiales

Los momentos de volteo, efectos de segundo orden y efectos combinados de los movimientos del terreno se tratarán como se especifica en relación con el análisis estático, con la salvedad que no se permite reducción del momento de volteo.

### 3.7.8 EFECTO DEL GRANO ALMACENADO

Para silos, al calcular las acciones sísmicas por cualquiera de los métodos de análisis aquí descritos deberá considerarse la presencia del grano almacenado, que se puede suponer rígidamente adherido a las paredes del silo.

En condiciones dinámicas, la presión que ejerce el material sobre las paredes, la tolva y el fondo del silo crece con relación al valor de dicha presión en estado de reposo. Esta sobrepresión dinámica debe considerarse conjuntamente con los efectos de las fuerzas de inercia debidas a la excitación sísmica, pudiendo estimarse multiplicando la presión estática por un factor de sobrepresión apropiado. En el Eurocódigo 8, 2004, Parte 4, se recomiendan valores mínimos para el factor de sobrepresión dinámica.

### 3.7.9 ESPECTRO DE ACELERACIÓN DE ROTACIÓN

El espectro de aceleración de rotación se define de manera análoga al espectro de aceleración de traslación, por ejemplo, considerando un oscilador de un sólo grado de libertad a rotación, excitado por un movimiento rotacional.

El espectro de aceleración de rotación se puede definir como (Eurocódigo 8, 2000, Parte 3)

$$\theta(T_e) = \frac{1.7\pi a(\beta)}{v_s T_e} \quad (7.18)$$

donde

- $\theta(T_e)$  son las ordenadas del espectro de aceleración de rotación alrededor de un eje perpendicular a la dirección en que actúa el sismo
- $a(\beta)$  son las ordenadas del espectro de traslación correspondiente
- $T_e$  es el periodo fundamental de la estructura, cuyo valor no será menor que  $T_b$
- $v_s$  es la velocidad de las ondas S en las capas superiores del perfil del suelo o promedio de las velocidades de las ondas S en los primeros 50 m de profundidad

El valor de  $v_s$  se puede valor directamente mediante mediciones de campo o a través de pruebas de laboratorio del módulo de rigidez en cortante del suelo  $G_s$  y de la densidad del suelo  $\rho_s$ , mediante la ecuación

$$v_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} \quad (7.19)$$

### 3.7.10 INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA

Para el diseño sísmico de chimeneas y silos ubicados en sitios de alta sismicidad se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura. Tales efectos se tendrán en cuenta solamente en el periodo fundamental y el amortiguamiento de la estructura.

La interacción suelo–estructura depende fundamentalmente de la rigidez relativa de la estructura respecto al suelo. Por ello, sólo se justificará considerar los efectos de la interacción cuando la relación de rigideces sea tal que se cumpla la desigualdad establecida en la ecuación 5.1.

Cuando proceda tomar en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura, el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible se obtendrán de acuerdo con lo establecido en la sección de interacción suelo–estructura.

Si se recurre al análisis estático, las fuerzas sísmicas se obtendrán considerando el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible,  $\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$ , en lugar del periodo fundamental y amortiguamiento de la estructura con base rígida,  $T_e$  y  $\zeta_e$ .

Cuando se recurra al análisis dinámico, las respuestas de diseño se obtendrán teniendo en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura exclusivamente en el modo fundamental; la contribución de los modos superiores se determinará suponiendo que la base de la estructura es indeformable.

El valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ninguna situación se tomará menor que 0.03 para estructuras de concreto o menor que 0.02 para estructuras de acero. Asimismo, el factor de amortiguamiento resultante en ningún caso se tomará menor que 0.8.

# **SECCIÓN 3.8**

## **ESTRUCTURAS TIPO 5 TANQUES, DEPÓSITOS Y SIMILARES**





**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	119
3.8.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	121
3.8.2	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	122
3.8.3	FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRESRESISTENCIA.....	122
3.8.4	DEPÓSITOS SUPERFICIALES .....	122
3.8.4.1	Presiones hidrodinámicas .....	125
3.8.4.2	Fuerzas de inercia.....	127
3.8.5	TANQUES ELEVADOS.....	128
3.8.5.1	Presiones hidrodinámicas .....	129
3.8.5.2	Fuerzas de inercia.....	129
3.8.6	ALTURA DE ONDA.....	130
3.8.7	EFFECTOS COMBINADOS DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO .....	131
3.8.8	INTERACCIÓN LÍQUIDO–RECIPIENTE .....	131
3.8.9	INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA.....	132



## NOMENCLATURA

a	Ordenada espectral correspondiente a $T_e$	$\mathbf{M}_s$	Matriz de masas del tanque
B	Dimensión en planta perpendicular a la dirección del sismo de un recipiente rectangular	$M_0$	Masa virtual impulsiva
		$M_1$	Masa virtual convectiva
$C_e$	Amortiguamiento de la estructura asociado al modo fundamental	$M_{00}$	Momento de volteo impulsivo en la base del recipiente
$C_h$	Amortiguamiento de la cimentación en traslación horizontal	$M_{01}$	Momento de volteo convectivo en la base del recipiente
$C_r$	Amortiguamiento de la cimentación en rotación	$p_0$	Presión impulsiva sobre la pared del recipiente
$C_0(z)$	Función adimensional que define la variación de la presión impulsiva sobre la altura de la pared del recipiente	$p_1$	Presión convectiva sobre la pared del recipiente
$C_1(z)$	Función adimensional que define la variación de la presión convectiva sobre la altura de la pared del recipiente	$\mathbf{P}_n$	Vector de fuerzas laterales asociadas al modo n
D	Profundidad de desplante de la cimentación	Q	Factor de comportamiento sísmico
g	Aceleración de la gravedad	$Q'$	Factor reductor por ductilidad
$H_e$	Altura de la estructura asociada al modo fundamental	R	Factor de reducción por sobrerresistencia
$H_L$	Tirante total del líquido almacenado	$R_B$	Radio de la base de un recipiente circular
$H_p$	Altura de la plataforma del tanque	$S_D$	Respuesta de diseño de fuerzas cortantes o momentos de volteo
$H_0$	Altura a la que se ubica la masa virtual impulsiva, medida desde el fondo del recipiente	$S_0$	Fuerza cortante o momento de volteo en la base del recipiente, asociados al efecto impulsivo
$H_1$	Altura a la que se ubica la masa virtual convectiva, medida desde el fondo del recipiente	$S_1$	Fuerza cortante o momento de volteo en la base del recipiente, asociados al efecto convectivo
$K_e$	Rigidez de la estructura asociada al modo fundamental	$T_0$	Periodo natural del sistema líquido–recipiente
$K_h$	Rigidez del sistema suelo–cimiento	$\tilde{T}_0$	Periodo efectivo del sistema líquido–recipiente
$K_p$	Rigidez lateral de la plataforma del tanque	$T_1$	Periodo fundamental de vibración del líquido
$K_r$	Rigidez del sistema suelo–cimiento en rotación	$\tilde{T}_1$	Periodo efectivo de la estructura del líquido
$\mathbf{K}_s$	Matriz de rigideces del tanque	$\tilde{T}_2$	Periodo efectivo de la estructura del tanque
$K_0$	Rigidez del recipiente	$V_0$	Fuerza cortante impulsiva en la base del recipiente
$K_1$	Rigidez del resorte lineal que conecta virtualmente a la masa convectiva con las paredes del recipiente	$V_1$	Fuerza cortante convectiva en la base del recipiente
2L	Dimensión de la base de un recipiente rectangular en la dirección del sismo	$\mathbf{X}_n$	Vector de desplazamientos modales máximos asociados al n-ésimo modo en tanques
$M_e$	Masa de la estructura asociada al modo fundamental	$X_1'$	Desplazamiento lateral de la masa convectiva con respecto a las paredes del recipiente
$M_L$	Masa del líquido almacenado		
$M_p$	Masa del recipiente y la plataforma del tanque		

$X_0$	Desplazamiento lateral calculado para la suma de la masa impulsiva, masa del recipiente y masa de la plataforma de soporte del tanque	$\phi_n$	Coficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo $n$ en la respuesta
$X_1$	Desplazamiento lateral calculado para la masa convectiva	$\delta_p$	Desplazamiento lateral en el extremo superior de la estructura de soporte del tanque, producido por una carga concentrada aplicada en la dirección del movimiento del terreno
$\mathbf{X}_1$	Vector de desplazamientos modales máximos correspondientes al modo fundamental del tanque	$\delta_0$	Desplazamiento máximo radial o lateral a la altura de la masa impulsiva, producido por una carga uniformemente distribuida
$\tilde{X}_1$	Desplazamiento lateral de la masa convectiva con respecto a las paredes del recipiente	$\gamma_L$	Peso volumétrico del líquido almacenado
$\mathbf{X}_2$	Vector de desplazamientos modales máximos correspondientes al modo superior del tanque	$\theta_c$	Ángulo medido en planta a partir de un eje paralelo a la dirección del sismo, en tanques circulares
$z$	Altura sobre la pared, medida desde el fondo del depósito, a la cual se valúan las funciones $C_0(z)$ y $C_1(z)$	$\omega_n$	Frecuencia natural sin amortiguar asociada al $n$ -ésimo modo
$Z_n$	$n$ -ésimo modo natural de vibración del tanque	$\omega_1, \omega_2$	Frecuencias correspondientes a los periodos $T_1$ y $T_2$ , respectivamente
$Z_1'$	Desplazamiento vertical de la superficie del líquido medido con respecto al nivel de reposo	$\tilde{\zeta}_0$	Amortiguamiento efectivo del sistema líquido-recipiente del depósito
$\beta$	Factor de amortiguamiento	$\tilde{\zeta}_2$	Amortiguamiento efectivo de la estructura de soporte del tanque

### 3.8.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Para el diseño sísmico de tanques y depósitos es necesario tomar en cuenta los efectos hidrodinámicos del líquido almacenado, adicionalmente a los efectos de inercia de la masa del conjunto. Las paredes y el fondo de un recipiente necesitan diseñarse ante presiones hidrodinámicas generadas por movimientos impulsivos y convectivos del fluido. Las presiones impulsivas son debidas al impacto del líquido con el recipiente en movimiento, en tanto que las presiones convectivas se deben a las oscilaciones del fluido.

Los efectos de inercia se pueden tratar en forma semejante al caso de estructuras de edificios. Para ello, se establecen las ecuaciones de equilibrio dinámico de un sistema equivalente y se obtienen las respuestas de diseño mediante la aplicación del método modal espectral. Para tratar los efectos hidrodinámicos, el fluido almacenado se puede reemplazar por dos masas virtuales ligadas al recipiente: una masa impulsiva, ligada rígidamente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al movimiento de cuerpo rígido del recipiente; y una masa convectiva, ligada flexiblemente, que representa los efectos hidrodinámicos debidos al modo fundamental de vibración del líquido.

En las recomendaciones que se estipulan en la presente sección se tiene como propósito determinar las fuerzas sísmicas que obran sobre tanques y depósitos sometidos a temblores que se especifican mediante espectros de diseño. Estas fuerzas son función de la masa del recipiente, las masas impulsiva y convectiva que simulan el fluido y la masa de la estructura de soporte, así como de las aceleraciones espectrales derivadas del espectro de diseño.

Se entenderá como depósito a un recipiente apoyado directamente sobre el terreno y como tanque a un recipiente apoyado sobre una estructura de soporte o plataforma. Se tratarán solamente recipientes con base de forma rectangular y circular. Para otras geometrías será necesario recurrir a métodos apropiados de análisis sísmico a fin de determinar las sollicitaciones de diseño.

Tabla 8.1. Factores de comportamiento sísmico.

Tipo	Q
Depósitos de acero	
No anclados, diseñados considerando levantamiento de la base (pueden desarrollar pandeo en la pared con configuración de pata de elefante bajo sobrecarga sísmica)	2 <sup>1</sup>
No anclados, diseñados considerando levantamiento de la base y modo de pandeo elástico de la pared (configuración en diamante)	1.25
Anclados, con pernos de anclaje no dúctiles	1.25
Anclados, con pernos de anclaje dúctiles	3 <sup>2</sup>
Apoyados sobre pedestales dúctiles	3 <sup>2</sup>
Depósitos de concreto	
Concreto reforzado	1.25
Concreto presforzado	1
Tanques elevados	El que corresponda a la estructura de soporte <sup>2,3</sup>

Notas:

1. Los depósitos no anclados de acero, diseñados aceptando que puede desarrollarse un mecanismo de pandeo con configuración de pata de elefante bajo sobrecarga sísmica, deben también revisarse considerando la carga sísmica con respuesta elástica a fin de asegurar que el pandeo elástico (configuración en diamante) de la pared no ocurra primero
2. Debe utilizarse un criterio de diseño por capacidad a fin de proteger estos depósitos y tanques contra la falla al desarrollarse la fluencia en el sistema de soporte
3. Tratándose de tanques elevados se emplearán los valores de  $Q$  (factor de comportamiento sísmico) estipulados para estructuras de edificios, dependiendo de la forma en que se encuentre estructurada la plataforma de soporte

### 3.8.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Los tanques y depósitos deberán diseñarse utilizando los factores de comportamiento sísmico  $Q$  dados en la tabla 8.1 (Haroun, 1984).

### 3.8.3 FACTOR DE REDUCCIÓN POR SOBRRRESISTENCIA

En el diseño sísmico de tanques, el valor del factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , dependerá de las características de la estructura de soporte, considerando los criterios definidos para el caso de estructuras de edificios. Tratándose de depósitos, se utilizará un factor de reducción por sobrerresistencia igual a 1.25, a menos que se pueda justificar el uso de un valor mayor para este factor.

### 3.8.4 DEPÓSITOS SUPERFICIALES

Cuando un depósito es sometido a excitación se generan dos tipos de sollicitaciones: presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo y fuerzas de inercia en la masa del depósito. A su vez, el movimiento del líquido origina dos tipos de presiones hidrodinámicas: las presiones convectivas asociadas a los modos de vibración y las impulsivas asociadas al modo de cuerpo rígido. Los cambios en las ordenadas espectrales por amortiguamientos diferentes que 5% se tomarán en cuenta tanto en la determinación de las presiones impulsivas como convectivas. Los efectos de interacción suelo–estructura sólo se tomarán en cuenta en la determinación de las presiones impulsivas.

En un depósito con paredes y fondo supuestos rígidos, las sollicitaciones sísmicas se podrán determinar con base en el modelo equivalente que se muestra en la figura 8.1. En esta analogía de masas virtuales adheridas, el fluido se sustituye por las masas  $M_0$  y  $M_1$  colocadas a las alturas  $H_0$  y  $H_1$ , respectivamente, desde el fondo del depósito.  $M_0$  se supone unida rígidamente y con ella se simulan los efectos de las presiones impulsivas, mientras que  $M_1$  se supone unida mediante un resorte de rigidez  $K_1$  para simular los efectos de las presiones convectivas debidas exclusivamente al modo fundamental de vibrar del líquido.

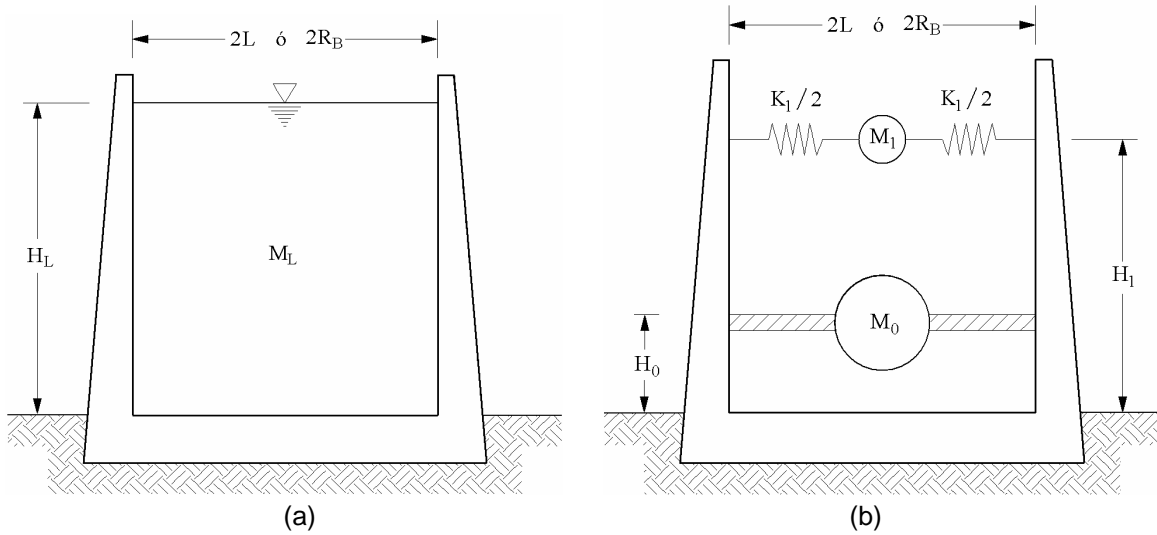


Figura 8.1. Analogía de las masas virtuales adheridas para un depósito superficial.  
a) Modelo original, b) Modelo equivalente.

Para depósitos circulares y rectangulares, los parámetros del modelo equivalente se pueden determinar de manera aproximada de acuerdo con las ecuaciones siguientes (Housner, 1963):

**Depósitos circulares**

$$M_0 = \frac{\tanh[1.73(R_B/H_L)]}{1.73(R_B/H_L)} M_L \quad (8.1)$$

$$M_1 = \frac{\tanh[1.84(H_L/R_B)]}{2.17(H_L/R_B)} M_L \quad (8.2)$$

$$K_1 = \frac{4.75gM_1^2H_L}{M_L R_B^2} \quad (8.3)$$

Si no es de interés incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito, entonces:

Cuando  $H_L / R_B \leq 1.50$ :

$$H_0 = 0.375 H_L \quad (8.4)$$

Cuando  $H_L / R_B > 1.50$ :

$$H_0 = [0.50 - 0.1875(R_B/H_L)] H_L \quad (8.5)$$

Para cualquier relación  $H_L / R_B$ :

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.84(H_L/R_B)] - 1}{1.84(H_L/R_B) \sinh[1.84(H_L/R_B)]} \right\} H_L \quad (8.6)$$



Si interesa incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito, entonces:

Cuando  $H_L / R_B \leq 2.67$ :

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73(R_B / H_L)}{2 \tanh[1.73(R_B / H_L)]} - \frac{1}{8} \right\} H_L \quad (8.7)$$

Cuando  $H_L / R_B > 2.67$ :

$$H_0 = 0.45 H_L \quad (8.8)$$

Para cualquier relación  $H_L / R_B$ :

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.84(H_L / R_B)] - 2.01}{1.84(H_L / R_B) \sinh[1.84(H_L / R_B)]} \right\} H_L \quad (8.9)$$

### Depósitos rectangulares

$$M_0 = \frac{\tanh[1.73(L / H_L)]}{1.73(L / H_L)} M_L \quad (8.10)$$

$$M_1 = \frac{\tanh[1.58(H_L / L)]}{1.89(H_L / L)} M_L \quad (8.11)$$

$$K_1 = \frac{3gM_1^2 H_L}{M_L L^2} \quad (8.12)$$

Si no interesa incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito, entonces:

Cuando  $H_L / L \leq 1.50$ :

$$H_0 = 0.375 H_L \quad (8.13)$$

Cuando  $H_L / L > 1.50$ :

$$H_0 = [0.50 - 0.1875(L / H_L)] H_L \quad (8.14)$$

Para cualquier relación  $H_L / L$ :

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.58(H_L / L)] - 1}{1.58(H_L / L) \sinh[1.58(H_L / L)]} \right\} H_L \quad (8.15)$$

Si interesa incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito, entonces:

Cuando  $H_L / L \leq 2.67$ :

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73(L/H_L)}{2 \tanh[1.73(L/H_L)]} - \frac{1}{8} \right\} H_L \quad (8.16)$$

Cuando  $H_L / L > 2.67$ :

$$H_0 = 0.45 H_L \quad (8.17)$$

Para cualquier relación  $H_L / L$ :

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.58(H_L/L)] - 2.01}{1.58(H_L/L) \sinh[1.58(H_L/L)]} \right\} H_L \quad (8.18)$$

En las ecuaciones anteriores

- $g$  es la aceleración de la gravedad
- $R_B$  es el radio de la base del depósito
- $2L$  es la dimensión del depósito en la dirección del sismo
- $H_L$  es el tirante del líquido almacenado
- $M_L$  es la masa del líquido almacenado

### 3.8.4.1 Presiones hidrodinámicas

Para llevar a cabo un análisis de esfuerzos detallado de las paredes y el fondo de un depósito es necesario conocer tanto la distribución como la magnitud de las presiones hidrodinámicas locales. Éstas se obtendrán mediante la combinación de las componentes de presiones impulsivas y convectivas, que se valúan en la forma que se indica a continuación.

#### Depósitos circulares

Las presiones impulsivas sobre las paredes se determinan mediante

$$p_0 = C_0(z) \frac{a(\tilde{T}_0, \beta)}{Q'(\tilde{T}_0)R} \gamma_L R_B \cos \theta_c \quad (8.19)$$

donde

- $C_0(z)$  es una función adimensional con que se define la variación de la presión impulsiva sobre la altura de la pared
- $\tilde{T}_0$  es el periodo efectivo de la estructura con base flexible
- $\beta$  es el factor de amortiguamiento que es función del periodo y amortiguamiento efectivos,  $\tilde{T}_0$  y  $\tilde{\zeta}_0$ , de la estructura con base flexible. Estos parámetros se evalúan como se indica en la sección 3.8.9. El factor de amortiguamiento se evaluará como se indica en la ecuación 1.19 de la sección 3.1.6.5. Si no se justifica un análisis de interacción suelo-estructura, el factor de amortiguamiento se evaluará tomando el periodo fundamental con base rígida y el amortiguamiento nominal, cuyo valor se discute en la sección de comentarios 3.8.5
- $a(\tilde{T}_0, \beta)$  es la ordenada espectral modificada por el factor de amortiguamiento,  $\beta$ , correspondiente al periodo  $\tilde{T}_0$
- $Q'$  es el factor reductor por ductilidad
- $R$  es el factor de reducción por sobrerresistencia

$\gamma_L$  es el peso volumétrico del líquido almacenado  
 $\theta_c$  es el ángulo que se mide en planta a partir de un eje paralelo a la dirección del sismo y que ubica el punto donde se calcula la presión, como se muestra en la figura 8.2

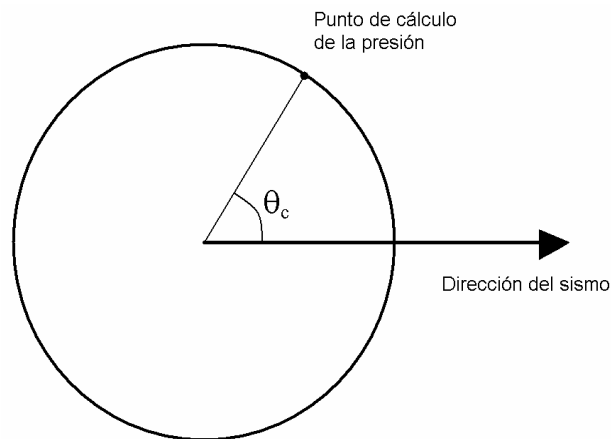


Figura 8.2. Definición de  $\theta_c$ .

A su vez, las presiones convectivas se valorarán mediante la siguiente ecuación

$$p_1 = C_1(z) \frac{a(T_1, \beta)}{Q'(T_1)R} \gamma_L R_B \cos \theta_c \quad (8.20)$$

donde

$C_1(z)$  es una función adimensional con que se define la variación de la presión convectiva sobre la altura de la pared

$a(T_1, \beta)$  es la ordenada espectral modificada por el factor de amortiguamiento,  $\beta$ , correspondiente al periodo fundamental de vibración del líquido, que es igual a

$$T_1 = 2\pi \left( \frac{M_1}{K_1} \right)^{1/2} \quad (8.21)$$

### Depósitos rectangulares

Las presiones impulsivas sobre las paredes perpendiculares a la dirección del sismo se determinan mediante

$$p_0 = C_0(z) \frac{a(\tilde{T}_0, \beta)}{Q'(\tilde{T}_0)R} \gamma_L L \quad (8.22)$$

mientras que las presiones convectivas están definidas por

$$p_1 = C_1(z) \frac{a(T_1, \beta)}{Q'(T_1)R} \gamma_L L \quad (8.23)$$

Los valores de las funciones adimensionales  $C_0(z)$  y  $C_1(z)$  se pueden obtener de las figuras dadas en la sección de ayudas de diseño.

Por lo que se refiere a las presiones hidrodinámicas sobre el fondo del depósito, se puede suponer que su distribución es lineal sin que por ello se introduzca error excesivo.

Las presiones impulsivas y convectivas evaluadas deben combinarse mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

### 3.8.4.2 Fuerzas de inercia

Para evaluar el máximo esfuerzo cortante en las paredes del depósito es necesario conocer la fuerza cortante de diseño en la base. El máximo esfuerzo axial en las paredes del depósito se puede evaluar conocido el momento de volteo de diseño en la base.

Para la cimentación, el momento de volteo de diseño es la suma de los momentos que provienen de las presiones hidrodinámicas que actúan tanto en las paredes como en el fondo del depósito. Por ello, también es necesario conocer el momento de volteo de diseño en el fondo.

La fuerza cortante y el momento de volteo impulsivos en la base,  $V_0$  y  $M_{00}$ , se calcularán tomando en cuenta la interacción líquido–recipiente y la interacción suelo–estructura, mediante las ecuaciones

$$V_0 = M_0 g \frac{a(\tilde{T}_0, \beta)}{Q'(\tilde{T}_0)R} \quad (8.24)$$

$$M_{00} = V_0 H_0 \quad (8.25)$$

Las fuerzas de inercia que actúan en los centros de gravedad de las masas de las paredes y la cubierta del depósito se pueden considerar como un efecto impulsivo adicional. Para ello, la fuerza cortante y el momento de volteo en la base asociados a estas fuerzas se obtendrán con ecuaciones similares a las del modo impulsivo, sustituyendo  $M_0$  y  $H_0$  por los parámetros apropiados. Excepto para cubiertas de masa considerable, los efectos de inercia de la cubierta podrán ignorarse en el diseño.

La fuerza cortante y el momento de volteo convectivos en la base,  $V_1$  y  $M_{01}$ , se calcularán sin tomar en cuenta la interacción líquido–recipiente ni la interacción suelo–estructura, mediante las ecuaciones

$$V_1 = M_1 g \frac{a(T_1, \beta)}{Q'(T_1)R} \quad (8.26)$$

$$M_{01} = V_1 H_1 \quad (8.27)$$

Las respuestas máximas impulsiva y convectiva no ocurren simultáneamente, por lo que la fuerza cortante y el momento de volteo máximos probables se obtendrán mediante la combinación de los efectos impulsivo y convectivo de acuerdo con la ecuación

$$S_D = (S_0^2 + S_1^2)^{1/2} \quad (8.28)$$

donde

$S_0$  y  $S_1$  representan las fuerzas cortantes o los momentos de volteo en la base asociados a los efectos impulsivos y convectivo, respectivamente.

### 3.8.5 TANQUES ELEVADOS

El análisis sísmico de tanques se podrá realizar utilizando un modelo equivalente de masas virtuales adheridas similar al empleado para depósitos, con las salvedades de que deben incluirse tanto la masa como la flexibilidad de la estructura de soporte, y que se puede despreciar la interacción líquido–recipiente.

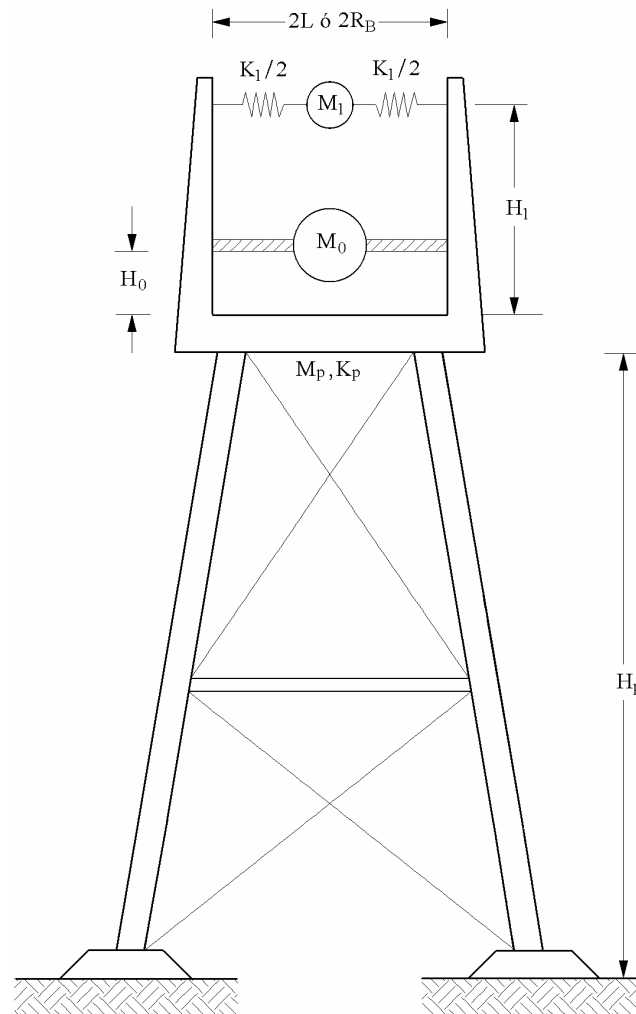


Figura 8.3. Sistema equivalente para tanques.

En la figura 8.3 se muestra el modelo equivalente adoptado para representar el tanque y la estructura de soporte. La masa  $M_p$  es la suma de las masas del recipiente y la plataforma. Su localización está dada por la posición del centro de gravedad de sus componentes, sin embargo, para fines prácticos, se puede suponer concentrada en la base del recipiente, a la altura  $H_p$ . Con el resorte lineal  $K_p$  se introduce la rigidez lateral de la plataforma supuesta con base rígida. Ésta se define como la fuerza horizontal, aplicada en su extremo superior, necesaria para producir un desplazamiento unitario en la dirección de la fuerza. Se puede determinar con la ecuación

$$K_p = \frac{M_p g}{\delta_p} \quad (8.29)$$

donde

$\delta_p$  es el desplazamiento lateral en el extremo superior de la estructura de soporte producido por una carga concentrada aplicada en la dirección del movimiento del terreno, cuya magnitud es igual a  $M_p g$

### 3.8.5.1 Presiones hidrodinámicas

Los efectos de las presiones impulsivas y convectivas que actúan sobre las paredes y el fondo de tanques, así como la distribución y magnitud de las presiones hidrodinámicas locales, se tratarán como se especifica para depósitos.

### 3.8.5.2 Fuerzas de inercia

El modelo equivalente corresponde a un sistema con dos grados de libertad definidos por los desplazamientos laterales  $X_0$  y  $X_1$  de las masas  $M_0 + M_p$  y  $M_1$ , respectivamente. La solución del sistema resulta bastante simple. Para lograr mayor precisión se empleará el método modal espectral. Las respuestas modales máximas se calcularán como se especifica para estructuras de edificios. Para ello, las frecuencias y los modos naturales de vibración del sistema,  $\omega_n$  y  $Z_n$ , se obtendrán al resolver el problema de valores característicos  $(\mathbf{K}_S - \omega_n^2 \mathbf{M}_S) \mathbf{Z}_n = 0$  en que las matrices de masa y rigidez del sistema,  $\mathbf{M}_S$  y  $\mathbf{K}_S$ , están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\mathbf{M}_S = \begin{bmatrix} M_0 + M_p & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} \quad (8.30)$$

$$\mathbf{K}_S = \begin{bmatrix} K_p + K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{bmatrix} \quad (8.31)$$

Conocidos las frecuencias y los modos naturales de vibración del sistema, así como los coeficientes de participación  $\phi_n$ , los desplazamientos modales máximos en el modo fundamental, se calcularán sin tomar en cuenta la interacción suelo–estructura mediante la ecuación

$$\mathbf{X}_1 = \frac{\phi_1}{\omega_1^2} \frac{a(T_1, \beta)g}{Q'(T_1)R} \mathbf{Z}_1 \quad (8.32)$$

en tanto que los desplazamientos modales máximos en el modo superior se calcularán mediante la ecuación

$$\mathbf{X}_2 = \frac{\phi_2}{\omega_2^2} \frac{a(\tilde{T}_2, \beta)g}{Q'(\tilde{T}_2)R} \mathbf{Z}_2 \quad (8.33)$$

donde

- $T_1$  es el periodo del modo fundamental de la estructura con base rígida  
 $\tilde{T}_2$  es el periodo efectivo del modo superior de la estructura con base flexible  
 $\omega_1, \omega_2$  son las frecuencias correspondientes a los periodos  $T_1$  y  $T_2$ , respectivamente

Una vez calculados los desplazamientos modales máximos, las fuerzas de inercia máximas correspondientes al  $n$ -ésimo modo natural de vibración se determinan con la ecuación

$$\mathbf{P}_n = \mathbf{K}_S \mathbf{X}_n \quad (8.34)$$

En vista de que las respuestas modales máximas no ocurren simultáneamente, los desplazamientos, las fuerzas cortantes y los momentos de volteo máximos probables se obtendrán mediante la aplicación del criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales máximas.

### 3.8.6 ALTURA DE ONDA

La máxima altura de onda del movimiento convectivo se puede estimar a partir del máximo desplazamiento lateral de la masa convectiva con respecto a las paredes del recipiente, de acuerdo con las ecuaciones siguientes (Legatos *et al*, 2001):

Recipientes circulares

$$Z_1' = \frac{0.69 \frac{K_1 R_B}{M_1 g}}{1 - 0.92 \frac{X_1'}{R_B} \left( \frac{K_1 R_B}{M_1 g} \right)^2} X_1' \quad (8.35)$$

Recipientes rectangulares

$$Z_1' = \frac{0.84 \frac{K_1 L}{M_1 g}}{1 - \frac{X_1'}{L} \left( \frac{K_1 L}{M_1 g} \right)^2} X_1' \quad (8.36)$$

donde

- $Z_1'$  es el desplazamiento vertical de la superficie del líquido medido con respecto al nivel de reposo  
 $X_1'$  es el desplazamiento lateral de la masa convectiva con respecto a las paredes del recipiente

Para tanques, el valor de  $X_1'$  se calcula con la ecuación siguiente

$$X_1' = QR(X_1 - X_0) \quad (8.37)$$

donde

- $X_0, X_1$  se calculan como se describe en el inciso 3.8.5.2

Tratándose de depósitos, el valor de  $X_1'$  se obtiene mediante la ecuación

$$X_1' = \frac{Q}{Q'(T_1)} \frac{a(T_1, \beta)g}{\omega_1^2} \quad (8.38)$$

donde

$T_1 = 2\pi / \omega_1$  se calcula según la ecuación 8.21

### 3.8.7 EFECTOS COMBINADOS DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO

Los tanques y depósitos se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno de la misma intensidad. Para los recipientes localizados en zonas de alta sismicidad, adicionalmente se considerará la acción de la componente vertical cuyo efecto se tomará como una presión hidrodinámica igual a la hidrostática correspondiente, multiplicada por 2/3 de la aceleración horizontal máxima del terreno dividida entre la aceleración de la gravedad. Las fuerzas internas resultantes de estas sollicitaciones sísmicas se obtendrán aplicando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Las fuerzas internas así obtenidas deberán combinarse con las gravitacionales.

### 3.8.8 INTERACCIÓN LÍQUIDO–RECIPIENTE

La flexibilidad del recipiente modifica los periodos y modos de vibración tanto impulsivo como convectivos que se tendrían si fuera infinitamente rígido. Para fines prácticos, los efectos de la interacción entre el líquido y el recipiente se pueden reducir exclusivamente a la influencia de la deformabilidad de sus paredes en el modo de cuerpo rígido. Para ello, la masa impulsiva  $M_0$ , ligada rígidamente al recipiente cuando éste se supone indeformable, se debe considerar unida a él mediante un resorte lineal  $K_0$  que representa la rigidez del recipiente. Esta rigidez se puede estimar con la ecuación:

$$K_0 = \frac{M_0 g}{\delta_0} \quad (8.39)$$

donde

$\delta_0$  es el desplazamiento máximo radial o lateral a la altura de la masa impulsiva  $M_0$ , producido por una carga uniformemente distribuida cuya magnitud es igual a  $M_0 g / 2\pi R_B H_L$  o  $M_0 g / 4B H_L$ , para recipientes circulares o rectangulares, respectivamente, siendo  $B$  la dimensión en planta del recipiente perpendicular a la dirección del sismo

El periodo natural de vibrar del sistema líquido–recipiente es igual a

$$T_0 = 2\pi \left( \frac{M_0}{K_0} \right)^{1/2} \quad (8.40)$$

que se puede interpretar como el periodo natural de vibrar del modo impulsivo del recipiente flexible.



### 3.8.9 INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA

Para el diseño sísmico de tanques y depósitos ubicados en zonas de alta sismicidad se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura. Aunque la flexibilidad del suelo modifica los periodos y modos de vibración tanto impulsivo como convectivos con respecto a los que se tendrían si fuera infinitamente rígido, para fines prácticos se pueden despreciar los efectos de la interacción suelo–estructura en los modos convectivos, típicos de periodo largo.

El sistema suelo–estructura que se debe analizar para tomar en cuenta los efectos de la interacción en recipientes superficiales o elevados se puede idealizar como se muestra en la figura 8.4. El suelo se sustituye por los parámetros  $K_h$ ,  $K_r$ ,  $C_h$  y  $C_r$  que representan las rigideces y los amortiguamientos del suelo en los modos de traslación y rotación de la cimentación con profundidad de desplante  $D$ . La estructura se reemplaza por los parámetros  $M_e$ ,  $C_e$ ,  $K_e$  y  $H_e$  que representan la masa, el amortiguamiento, la rigidez y la altura asociados al modo fundamental de la estructura, respectivamente.

Cuando proceda tomar en cuenta la interacción entre el suelo y la estructura, el periodo y amortiguamiento efectivos de la estructura con base flexible se obtendrán de acuerdo con lo indicado en la sección de interacción suelo–estructura. El factor de amortiguamiento se calculará con la ecuación 1.19 de la sección 3.1.6.5

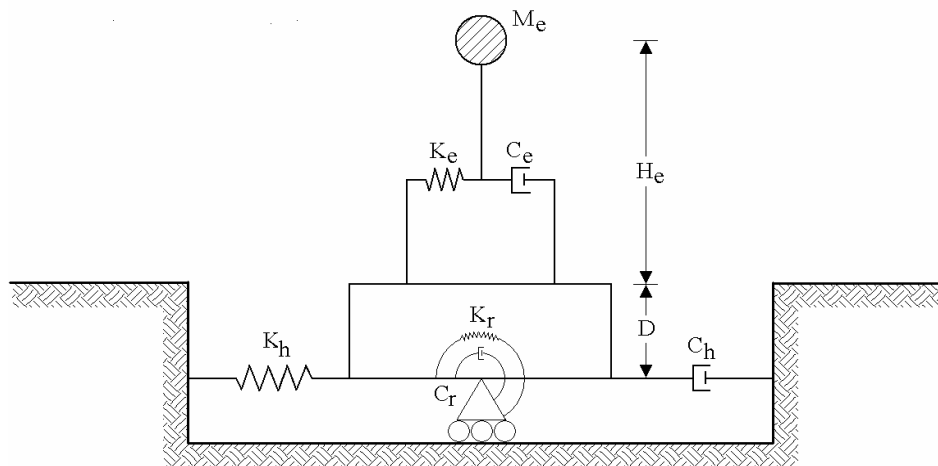


Figura 8.4. Sistema suelo–estructura equivalente para recipientes.

Para ello, el periodo  $\bar{T}_0$  y el amortiguamiento  $\bar{\xi}_0$  de un depósito con base flexible se calcularán considerando que

$$M_e = M_0 \quad C_e = C_0 \quad K_e = K_0 \quad H_e = H_0 \quad (8.41)$$

En tanto que el periodo  $\bar{T}_2$  y el amortiguamiento  $\bar{\xi}_2$  de un tanque con base flexible se calcularán considerando que

$$M_e = M_0 + M_p \quad C_e = C_p \quad K_e = K_p \quad (8.42)$$

$$H_c = \frac{[M_0(H_0 + H_p) + M_p H_p]}{(M_0 + M_p)}$$

El valor calculado para el amortiguamiento efectivo en ningún caso se tomará menor que 0.02. Asimismo, el factor de amortiguamiento resultante en ninguna situación se tomará menor que 0.8.



# **SECCIÓN 3.9**

## **ESTRUCTURAS TIPO 6**

### **ESTRUCTURAS INDUSTRIALES**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	139
3.9.1	CRITERIOS DE ANÁLISIS.....	141
3.9.1.1	Efectos combinados de los movimientos del terreno .....	141
3.9.1.2	Requisitos mínimos de análisis .....	141
3.9.2	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS .....	143
3.9.3	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	143
3.9.3.1	Valuación de fuerzas sísmicas.....	143
3.9.3.2	Apéndices y cambios bruscos de estructuración .....	144
3.9.3.3	Momentos torsionantes .....	144
3.9.3.4	Momentos de volteo .....	145
3.9.4	ANÁLISIS DINÁMICO .....	145
3.9.4.1	Análisis modal espectral.....	145
3.9.4.2	Análisis paso a paso .....	145
3.9.5	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO .....	146
3.9.6	INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA.....	146



## NOMENCLATURA

B	Base del tablero de vidrio de que se trate	W	Peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas
c	Coefficiente sísmico		
H	Altura del tablero de vidrio de que se trate	$W_n$	Peso de la masa $n$
$h_n$	Altura correspondiente sobre el desplante	$X_n$	Desplazamiento lateral de la masa $n$ asociado a la fuerza $P_n$
g	Aceleración de la gravedad	$\tau$	Coefficiente para tomar en cuenta las variaciones en el cálculo del periodo fundamental
N	Número total de masas de la estructura		
$P_n$	Fuerza horizontal aplicada en el nivel $n$	$\phi$	Factor reductor que depende de la flexibilidad de la estructura
$Q'$	Factor reductor por amortiguamiento	$\zeta$	Factor reductor que depende del amortiguamiento
$T_b$	Periodo característico		
$T_e$	Periodo fundamental de la estructura		
V	Fuerza cortante basal		





### 3.9.1 CRITERIOS DE ANÁLISIS

Las estructuras industriales a que se refieren las presentes recomendaciones son todos aquellos sistemas estructurales que forman parte de plantas industriales y que requieren que los criterios de diseño sísmico consideren efectos particulares y un tanto diferentes a los especificados para estructuras comunes de edificios.

#### 3.9.1.1 Efectos combinados de los movimientos del terreno

Los sistemas estructurales de este tipo se analizarán bajo la acción de tres componentes del movimiento del terreno ortogonales entre sí: dos horizontales y uno vertical. Dichos componentes sísmicos se combinarán con otros efectos que puedan presentarse bajo condiciones de operación, incluyendo las cargas gravitacionales, y que puedan ser críticas para su comportamiento estructural. La definición de las condiciones y combinaciones básicas de carga se establecerá en función de las características particulares de la estructura especial de interés.

Se revisará la seguridad con base en los estados límite de resistencia y servicio requeridos, tanto del sistema estructural de interés de manera global como de cada elemento estructural en forma local, para la condición más desfavorable que resulte de considerar la acción de cada uno de los componentes horizontales y vertical por separado, o para la combinación del 100% de un componente horizontal más el 30% del otro componente horizontal junto con el 70% de los efectos del componente vertical, para la condición de signos más desfavorable.

#### 3.9.1.2 Requisitos mínimos de análisis

El análisis de los efectos debidos a cada componente del movimiento del terreno deberá satisfacer los siguientes requisitos:

1. La influencia de fuerzas laterales se analizará tomando en cuenta los desplazamientos horizontales y verticales y los giros de todos los elementos integrantes de la estructura, así como la continuidad y rigidez de los mismos. Es posible que por el tipo de estructuración todas las deformaciones y giros en los elementos estructurales contribuyan significativamente en los desplazamientos finales, como serían las deformaciones axiales en columnas o por cortante en vigas que por lo general suelen despreciarse. También pueden ser importantes las conexiones rígidas de gran tamaño donde las deformaciones por cortante en la conexión se pueden incrementar, o efectos que por la geometría y estructuración de la edificación, se induzcan efectos no lineales que puedan hacer variar la rigidez de sus componentes.
2. También se tendrán en cuenta las deformaciones locales debidas a las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura deformada y que generen efectos de segundo orden ( $P-\Delta$ ) significativos.
3. Se considerarán las deformaciones locales del terreno que puedan inducir asentamientos diferenciales.

4. En estructuras metálicas revestidas de concreto reforzado, será factible considerar la compatibilidad en el cálculo de esfuerzos y rigideces, debiéndose asegurar el trabajo combinado de las secciones compuestas.
5. Si el cálculo indica la aparición de tensiones entre la cimentación y el terreno, se admitirá que en una zona de la cimentación no existen esfuerzos de contacto, debiéndose satisfacer con el resto del área el equilibrio de las fuerzas y los momentos totales calculados, siempre que no se exceda la resistencia del terreno. Se revisará la seguridad contra los estados límite de la cimentación. Si existen elementos capaces de tomar tensiones, tales como pilotes o pilas, se les prestará atención en el análisis.
6. La fuerza cortante en cualquier plano horizontal deberá distribuirse entre los elementos resistentes proporcionalmente a su rigidez, considerando la rigidez del sistema de piso, diafragma o contraventeo horizontal. Dicha distribución podrá lograrse adecuadamente mediante un análisis tridimensional adecuado.

Se verificará que las deformaciones de los sistemas estructurales, incluyendo las de las losas de piso, sean compatibles entre sí. Se revisará que todos los elementos estructurales, incluso las losas y los arriostramientos de los sistemas de piso o cubierta, sean capaces de resistir los esfuerzos inducidos por las fuerzas sísmicas.

Los diafragmas son sistemas horizontales o inclinados que transmiten las fuerzas laterales sísmicas a los elementos verticales resistentes, incluyendo los sistemas de arrostramiento horizontal. Un diafragma es flexible cuando el desplazamiento horizontal máximo calculado en el plano del mismo, bajo las cargas laterales, es mayor que dos veces el desplazamiento relativo promedio del entrepiso en cuestión. En el caso contrario será un diafragma rígido y todas las recomendaciones para las estructuras tipo edificio son aplicables en este último caso. Para cuando se tengan diafragmas flexibles deberán considerarse las fuerzas adicionales en su plano que por su misma flexibilidad se generen, considerando también las de sus conexiones a los elementos verticales resistentes. Este tipo de comportamiento es común sobre todo en estructuras prefabricadas y presforzadas por lo que deberán tomarse las consideraciones necesarias.

Como simplificación en el diseño sísmico de construcciones hasta de dos pisos o de altura no mayor de 6 m, con sistemas de piso o cubierta arriostrados mediante sistemas cuya rigidez en su plano sea pequeña en comparación con la rigidez de los elementos que proporcionan la resistencia lateral, podrá considerarse que cada uno de estos elementos resistentes se ve sometido a la parte de fuerza sísmica que corresponde a su área tributaria en cada nivel.

7. En el diseño de marcos que contengan tableros de mampostería se supondrá que las fuerzas cortantes que obran en éstos están equilibradas por fuerzas axiales y cortantes en los miembros que constituyen el marco.

Asimismo, se revisará que las esquinas del marco sean capaces de resistir los esfuerzos causados por los empujes que sobre ellas ejercen los tableros.

### 3.9.2 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

El análisis sísmico de estructuras industriales se podrá efectuar empleando dos métodos: a) análisis estático y b) análisis dinámico. Se requerirá análisis dinámico en todas las estructuras en las que los efectos de modos superiores de vibración o la amplificación dinámica excesiva puedan afectar significativamente la respuesta de partes importantes de la construcción o de equipo costoso, y en las que posean diafragmas de entrepiso flexibles.

### 3.9.3 ANÁLISIS ESTÁTICO

Los efectos dinámicos en la estructura producidos por el sismo se simularán mediante fuerzas estáticas equivalentes que actúan en la dirección del movimiento del terreno.

#### 3.9.3.1 Valuación de fuerzas sísmicas

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño en diferentes niveles de una estructura se supondrán los dos siguientes estados de carga actuando simultáneamente:

1. Un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas de la estructura. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al producto del peso de la masa correspondiente por un coeficiente que varía linealmente con la altura, desde cero en el desplante de la estructura hasta un máximo en el extremo superior de la misma, de modo que la relación  $V / W$  sea igual a  $0.95(c/Q')\phi\zeta$ , siendo  $V$  la fuerza cortante basal,  $W$  el peso de la construcción incluyendo cargas muertas y vivas,  $c$  el coeficiente sísmico y  $Q'$  el factor reductor por amortiguamiento correspondiente al periodo fundamental  $T_e$  de vibración de la estructura. Además  $\phi = T_b/T_e$  es un factor reductor que depende de la flexibilidad de la estructura, que no debe tomarse menor que 0.4 ni mayor que 1.0 cuando el periodo característico  $T_b$  sea mayor que  $T_e$ ,  $\zeta$  es un factor reductor que depende del amortiguamiento de la estructura, que es igual a 0.8 para estructuras de acero remachadas o atornilladas y de madera, 0.9 para estructuras de concreto reforzado o presforzado y 1.0 para estructuras de acero soldadas o con juntas a base de tornillos de alta resistencia trabajando a fricción.

De acuerdo con lo anterior, la fuerza horizontal aplicada en el nivel  $n$  será igual a

$$P_n = 0.95W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^N W_n}{\sum_{n=1}^N W_n h_n} \frac{c}{Q'} \phi \zeta \quad (9.1)$$

donde

- $W_n$  es el peso de la masa  $n$
- $h_n$  la altura correspondiente sobre el desplante
- $N$  el número total de masas de la estructura

El periodo fundamental de vibración de la estructura se obtendrá aproximadamente utilizando la ecuación

$$T_c = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \tau \left[ \frac{\sum_{n=1}^N W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^N W_n X_n} \right]^{1/2} \quad (9.2)$$

donde

- $X_n$  es el desplazamiento lateral de la masa  $n$  asociado a la fuerza  $P_n$
- $g$  es la aceleración de la gravedad
- $\tau$  es un coeficiente para tomar en cuenta las variaciones en el cálculo del periodo fundamental, que se tomará como  $\tau = 1.0$  para estructuras cuya estructuración no difiera radicalmente de estructuras de edificios o como  $\tau = 0.75$  cuando no se cumpla esta condición

2. Una fuerza horizontal que actúa en el extremo superior de la estructura sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente del resto de la construcción; dicha fuerza será igual a

$$P_N = 0.5W \frac{c}{Q} \phi \zeta \quad (9.3)$$

De esta forma, la fuerza cortante basal que resulta de los dos estados de carga actuando simultáneamente es  $V = W(c/Q)\phi\zeta$ , la cual está reducida por la ductilidad, la flexibilidad y el amortiguamiento de la estructura.

En estructuras muy irregulares, como en las que los pisos no son completos, conviene utilizar un análisis dinámico donde participen todos los modos de vibrar que contribuyan de manera importante en la respuesta estructural.

### 3.9.3.2 Apéndices y cambios bruscos de estructuración

La estabilidad de tanques que se hallen sobre las estructuras, así como la de todo otro elemento cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se verificará suponiendo que pueden estar sometidos a una aceleración horizontal no menor que el doble de la que resulte de aplicar las especificaciones relativas a las fuerzas sísmicas, ni menor que 0.5 de la gravedad; la revisión se hará también bajo una aceleración vertical de 0.5 de la gravedad. Se incluyen en este requisito aquellos elementos sujetos a esfuerzos que dependen principalmente de su propia aceleración y no de la fuerza cortante ni del momento de volteo, tal como sucede con las losas que transmiten fuerzas de inercia de las masas que soportan.

### 3.9.3.3 Momentos torsionantes

Los efectos de torsión se tratarán considerando la presencia de excentricidades accidentales en adición a las excentricidades calculadas, como se especifica en relación con las estructuras de edificios.

Tales especificaciones son aplicables siempre que se garantice la transmisión de la fuerza cortante sísmica entre marcos adyacentes por medio de sistemas de piso rígidos, contraventeos horizontales u otros sistemas resistentes también rígidos.

#### **3.9.3.4 Momentos de volteo**

Para fines de diseño, se permitirá la reducción de los momentos de volteo tal como se especifica en relación con las estructuras de edificios, sin aplicar los factores de sobrerresistencia.

### **3.9.4 ANÁLISIS DINÁMICO**

Son admisibles como métodos de análisis dinámico el análisis modal espectral y el análisis paso a paso o cálculo de respuestas ante temblores específicos.

Para el análisis modal espectral, se podrá optar por aplicar una regla de superposición modal, tal como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales, o la combinación cuadrática completa, de la manera en que se recomienda para edificios.

#### **3.9.4.1 Análisis modal espectral**

Cuando se recurra al análisis modal espectral podrán despreciarse aquellos modos naturales de vibración cuyo efecto combinado no modifique los esfuerzos de diseño sísmico en más de 10%. También se podrá despreciar el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas no mayores de 10% de la dimensión del piso medida en la misma dirección que la excentricidad. En tal caso, el efecto de dichas excentricidades y de la excentricidad accidental se calculará como se estipula para el análisis estático.

Este método se aplicará como se especifica en relación con las estructuras de edificios, junto con las siguientes consideraciones:

1. Se supondrá que cada periodo natural de vibración de la estructura puede ser menor o mayor que el calculado hasta en 25%, adoptándose el valor más desfavorable.
2. Las aceleraciones espectrales para cada periodo natural de vibración de la estructura deberán multiplicarse por el factor reductor  $\zeta$  definido en el análisis estático.

#### **3.9.4.2 Análisis paso a paso**

El análisis paso a paso o cálculo de respuestas ante temblores específicos se aplicará como se especifica en relación con las estructuras de edificios.

### 3.9.5 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

Los desplazamientos laterales calculados teniendo en cuenta la reducción por ductilidad se multiplicarán por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , para verificar que la estructura no alcanza ninguno de los estados límite de servicio, siguientes:

1. Desplazamientos horizontales: Se deberán revisar los desplazamientos horizontales de la estructura, partes y equipo que lo ameriten, debidos a las fuerzas inducidas por sismo. Los desplazamientos laterales relativos de entrepiso o entre niveles de sujeción de acabados o piezas de equipo se limitarán de acuerdo con lo que se requiera para evitar daños en dichos elementos. La limitación puede omitirse cuando los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén ligados a ella de tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. Será necesario limitar los desplazamientos laterales sísmicos para evitar choques entre estructuras contiguas. En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todo elemento que forme parte integrante de la estructura.
2. En fachadas, tanto interiores como exteriores, los vidrios de ventanas se colocarán en los marcos de éstas dejando en todo el derredor de cada tablero una holgura por lo menos igual a la mitad del desplazamiento horizontal relativo entre sus extremos, calculado a partir de la deformación por cortante de entrepiso y dividido entre  $1 + H / B$ , donde  $B$  es la base y  $H$  la altura del tablero de vidrio de que se trate. Podrá omitirse esta precaución cuando los marcos de las ventanas estén ligados a la estructura de tal manera que las deformaciones de ésta no les afecten.
3. Choques contra estructuras adyacentes: Toda estructura deberá separarse de cualquier estructura vecina una distancia mínima de 5 cm, pero no menor que la suma de los valores absolutos de los desplazamientos máximos calculados para ambas construcciones, ni menor que 0.008 de la altura de la construcción más baja. Estas separaciones pueden reducirse si se toman precauciones especiales para evitar daños por choques contra estructuras adyacentes.

### 3.9.6 INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA

Como una aproximación a los efectos de la interacción suelo–estructura será válido incrementar el periodo fundamental de vibración y los desplazamientos calculados en la estructura principal bajo la hipótesis de que ésta se apoya rígidamente en su base, de acuerdo con los criterios establecidos en la sección de interacción suelo–estructura.

# **SECCIÓN 3.10**

## **ESTRUCTURAS TIPO 7 PUENTES**





## ÍNDICE

	NOMENCLATURA .....	151
3.10.1	ALCANCE .....	153
3.10.2	CRITERIOS DE DISEÑO .....	153
3.10.2.1	Clasificación de puentes .....	153
3.10.2.2	Filosofía de diseño .....	153
3.10.2.3	Efectos combinados de los movimientos del terreno .....	154
3.10.3	ACCIÓN SÍSMICA.....	154
3.10.3.1	Espectros de diseño de desplazamientos .....	154
3.10.3.2	Correcciones por amortiguamiento y sobrerresistencia .....	154
3.10.4	MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	155
3.10.4.1	Objetivo y campo de aplicación.....	155
3.10.4.2	Análisis estático lineal (AEL) .....	156
3.10.4.3	Análisis dinámico lineal (ADL).....	156
3.10.4.4	Análisis estático no lineal (AENL) .....	157
3.10.4.5	Análisis paso a paso .....	157
3.10.4.6	Consideraciones especiales.....	158
3.10.4.6.1	Rigidez efectiva de los elementos.....	158
3.10.4.6.2	Efecto del material de relleno en los estribos.....	158
3.10.4.6.3	Masa adherida en pilas sumergidas.....	158
3.10.4.6.4	Variabilidad espacial del movimiento sísmico .....	159
3.10.5	DISEÑO DE PILAS .....	159
3.10.5.1	Demanda y capacidad de desplazamiento .....	159
3.10.5.1.1	Demanda de desplazamientos.....	160
3.10.5.1.2	Capacidad de desplazamiento de las pilas .....	161
3.10.5.1.3	Ductilidad de desplazamiento máxima.....	162
3.10.5.2	Demanda y capacidad de resistencia .....	162
3.10.5.2.1	Momento flexionante de diseño .....	163
3.10.5.2.2	Condiciones de diseño para fallas de tipo frágil.....	163
3.10.5.2.3	Condiciones de diseño para elementos que se mantienen elásticos.....	164
3.10.6	DISEÑO DE OTROS COMPONENTES.....	164
3.10.6.1	Superestructura.....	164
3.10.6.2	Apoyos .....	165
3.10.6.2.1	Fuerza horizontal y momento que transmiten los apoyos.....	165
3.10.6.2.2	Consideraciones de diseño .....	166
3.10.6.3	Juntas de expansión .....	167
3.10.6.3.1	Dimensión mínima de juntas .....	167
3.10.6.3.2	Longitud mínima de asiento .....	167
3.10.6.4	Topes sísmicos .....	168
3.10.6.5	Restricción del movimiento longitudinal en las juntas .....	168



## NOMENCLATURA

a	Aceleración del espectro de diseño correspondiente a la frecuencia del puente	$M_p$	Momento plástico de la pila
A	Área en planta del apoyo de hule	$M_{pi1}$	Momentos plásticos en los extremos inferior y superior de la pila
A'	Área de la zona de traslape de las caras inferior y superior del apoyo	$M_{pi2}$	
$A_x, A_y$	Dimensiones de la pila con sección rectangular en la dirección x y y, respectivamente.	$P_H$	Fuerza horizontal que transmiten los apoyos de hule
$b_x, b_y$	Dimensiones del apoyo de hule en planta	$P_s$	Fuerza horizontal estática equivalente aplicada en el centro de gravedad
B	Dimensión en planta del apoyo en la dirección de análisis	$P_t$	Fuerza cortante sísmica de diseño para los topes sísmicos
$CM_t$	Carga muerta correspondiente al área tributaria de la superestructura restringida por el tope sísmico	$r_{ij}$	Factor de correlación
$d_{bl}$	Diámetro de las varillas longitudinales	$R_S$	Respuesta estructural
D	Diámetro de la pila	S	Factor de forma de la carga sobre el apoyo
$D_a$	Diámetro del apoyo de hule	Sd	Ordenadas del espectro de diseño de desplazamientos
$E_c$	Módulo de elasticidad efectivo en compresión del hule	$S_M$	Valor máximo probable de las respuesta modales
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del acero	$T_a$	Periodo de vibración lateral del apoyo de hule
$F_R$	Factor de sobrerresistencia	$T_e$	Periodo de vibrar del sistema (s)
g	Aceleración de la gravedad	$X_{max}$	Desplazamiento máximo, correspondiente al estado límite con el que se diseña
G	Módulo de cortante del hule	$V_{\lambda M}$	Cortante asociado a la sobrerresistencia por flexión de la columna
$h_i$	Espesor de las capas de hule	$\alpha$	Relación de rigideces elásticas e inelásticas, siendo aproximadamente igual a 0.05
$h_t$	Espesor total del apoyo de hule	$\beta$	Factor reductor por amortiguamiento
I	Momento de inercia de la sección en planta del apoyo de hule	$\gamma_{xz}$	Deformación máxima por cortante del apoyo de hule
k	Coefficiente para determinar masa adherida	$\phi$	Diámetro de la pila circular
$k_e$	Rigidez elástica de la pila	$\phi_{pi}$	Curvatura inelástica de la pila
$k_{ef}$	Rigidez del apoyo	$\phi_{pu}$	Curvatura última
$k_{ch}$	Rigidez traslacional de la cimentación	$\phi_{py}$	Curvatura al inicio de la fluencia
$k_p$	Rigidez secante de la pila	$\Delta_a$	Desplazamiento elástico adicional de la pila debido a las condiciones de empotramiento
$k_{\theta h}$	Rigidez rotacional de la cimentación	$\Delta_b$	Desplazamiento horizontal del apoyo de hule
L	Longitud de la pila del puente o longitud del voladizo equivalente	$\Delta_c$	Desplazamiento debido a la flexibilidad del cabezal
$L_{ap}$	Longitud de la articulación plástica	$\Delta_f$	Desplazamiento debido a traslación y rotación de la cimentación
$L_J$	Anchura mínima de la junta de expansión	$\Delta_J$	Dimensión mínima por sismo de ambos módulos del puente unidos por la junta
$L_A$	Longitud mínima de asiento	$\Delta_{max}$	Desplazamiento máximo que experimenta el sistema
$L_1, L_2$	Longitudes de los voladizos equivalentes para columnas que se flexionan en curvatura doble		
$m_a$	Masa adherida en pilas sumergidas		
$M_H$	Momento que transmite un apoyo de hule sin confinar		

$\Delta_p$	Desplazamiento elástico de la pila	$\rho$	Igual a $T_j/T_i$ , pero menor a 1.0
$\Delta_{py}$	Desplazamiento de fluencia	$\theta_f$	Rotación de la cimentación
$\Delta_{pi}$	Desplazamiento inelástico de la pila	$\theta_{pi}$	Rotación inelástica de la pila
$\Delta_{p1}, \Delta_{p2}$	Desplazamientos inelásticos de los voladizos equivalentes de la pila	$\theta_m$	Rotación máxima de diseño del apoyo de hule
$\Delta_{sj}$	Desplazamiento relativo longitudinal por sismo para cada módulo de puente	$\mu_\Delta$	Demanda de ductilidad
$\Delta_t$	Traslación de la cimentación	$\zeta_e$	Amortiguamiento de la estructura
$\Delta_T$	Desplazamiento total del sistema debido a la acción sísmica	$\zeta_{sis}$	Amortiguamiento del sistema estructura–apoyos–cimentación
$\Delta y'$	Desplazamiento elástico del sistema (pila–cabezal) = $\Delta_p + \Delta_c$	$\zeta_a$	Amortiguamiento del apoyo
$\Delta y''$	Desplazamiento elástico del sistema (pila–apoyo–cimentación) = $\Delta_p + \Delta_b + \Delta_f$	$\zeta_p$	Amortiguamiento de la pila
$\Delta y'''$	Desplazamiento elástico del sistema (pila–cimentación continua) = $\Delta_p + \Delta_a$	$\zeta_{ch}$	Amortiguamiento asociado a la traslación de la cimentación
$\rho_a$	Densidad del agua que rodea a la pila sumergida	$\zeta_{\theta h}$	Amortiguamiento asociado a la rotación de la cimentación
		$\mu$	Ductilidad de desplazamiento

### 3.10.1 ALCANCE

Estas recomendaciones señalan los requisitos mínimos que deberán considerarse en el diseño sísmico de un puente estándar. Para fines de estas recomendaciones, se clasifica como **puente estándar** aquél que cumple con las siguientes características:

- Claros entre apoyos de hasta 100 m
- Construidos con concreto de peso normal, acero estructural o mixtos
- Elementos de la superestructura continuos o articulados con la subestructura, o bien, simplemente apoyados
- Apoyos convencionales
- Subestructura formada por pilas y estribos o caballetes
- Cimentaciones a base de zapatas, pilotes o pilas
- Suelo no susceptible de licuación
- Distancia a cualquier falla activa > 15 km en los que se produzcan efectos de campo cercano

### 3.10.2 CRITERIOS DE DISEÑO

#### 3.10.2.1 Clasificación de puentes

Desde un punto de vista de impacto económico y social que se deriva de la suspensión del tránsito de vehículos sobre un puente y/o de su posible colapso, los puentes estándar se clasifican en dos tipos:

1. Los puentes de especial importancia (Grupo A) son aquellas estructuras esenciales para el mantenimiento de las comunicaciones tras un desastre. Son aquellos puentes cuya falla está asociada a un gran número de muertes probables, o puentes especialmente costosos para los que se desea una vida útil superior a la media.
2. Los puentes comunes (Grupo B) son el resto de los puentes cuyo diseño corresponde a una vida útil media.

#### 3.10.2.2 Filosofía de diseño

Se proponen dos niveles de estados límite para el diseño sísmico de los puentes: el nivel de servicio, en el que se pretende que los puentes sean funcionales y que sus componentes estructurales permanezcan dentro del régimen elástico después de ocurrido un evento moderado o pequeño y el nivel de prevención del colapso, que corresponde al caso de ocurrencia de un sismo extraordinario, en el que se acepta cierto nivel de daño en el puente, pero sin que se ponga en riesgo la estabilidad de la estructura; además, los daños potenciales deberán presentarse en zonas de fácil acceso para su inspección y rehabilitación. En el caso de puentes con aislamiento sísmico, se recurrirá a los criterios reconocidos para el diseño con este tipo de dispositivos señalados en la sección correspondiente de este Manual.

Para evaluar la demanda sísmica para cada uno de los estados límite descritos, se adoptarán los factores de la tabla 10.1, que serán aplicados a las ordenadas del espectro de diseño. En puentes de especial importancia se revisará la resistencia durante la etapa de construcción de acuerdo con el factor recomendado en la misma tabla.

Tabla 10.1. Factores para modificar el espectro de diseño, según el estado límite e importancia del puente.

Clasificación del puente	Etapla constructiva	Nivel de servicio	Nivel de prevención del colapso
Puentes de especial importancia (Grupo A)	1/2	1/5.5	1.5
Puentes comunes (Grupo B)	–	1/5.5	1.0

### 3.10.2.3 Efectos combinados de los movimientos del terreno

Los puentes se analizarán ante la acción de dos componentes ortogonales del movimiento del terreno en las direcciones transversal y longitudinal del puente. Los efectos en la respuesta en las dos direcciones ortogonales, tales como desplazamientos y elementos mecánicos, se combinarán empleando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

$$R_s = \sqrt{R_{sx}^2 + R_{sy}^2} \quad (10.1)$$

En los casos en que la componente vertical del terreno pueda originar sobrecargas en algunos elementos como pilas, apoyos o cimentación, se deberá incluir su efecto. En este caso, el componente vertical se tomará como  $2/3$  del mayor horizontal. En la sección de comentarios 3.3.5.6 se podrán consultar los detalles de esta forma de combinar los movimientos del terreno.

Si se emplean registros temporales se considerarán cuatro conjuntos de historias de aceleración en las direcciones transversal, longitudinal y vertical (cuando sea necesario) del puente. Los conjuntos de registros serán independientes y representativos de los sismos de diseño en la región. El máximo valor que resulte de los análisis realizados con cada conjunto de registros aplicado en forma simultánea, es el que deberá considerarse en el diseño. En la sección 3.1.7 se encuentran algunos criterios para la obtención de este tipo de acelerogramas (ver programa PRODISIS).

## 3.10.3 ACCIÓN SÍSMICA

### 3.10.3.1 Espectros de diseño de desplazamientos

Los espectros de diseño de desplazamientos ( $S_d$ ) para el análisis sísmico de puentes, se determinan como se indica en la sección 3.1.6.8.

### 3.10.3.2 Correcciones por amortiguamiento y sobrerresistencia

Los espectros de diseño elásticos propuestos en este Manual fueron obtenidos para un porcentaje de amortiguamiento crítico  $\zeta_e = 5\%$ . Sin embargo, algunas estructuraciones típicas de puentes pueden conducir a valores de amortiguamiento inferiores, por lo que será necesario modificar las ordenadas espectrales en estos casos. Cuando se utilicen aisladores de base se produce un incremento de la capacidad de disipación de energía que también deberá tomarse en cuenta al emplear el espectro de diseño. Para modificar las ordenadas espectrales se hará uso del factor de amortiguamiento  $\beta$  que se evaluará de acuerdo con la ecuación 1.19 de la sección 3.1.6.5 con el amortiguamiento del sistema  $\zeta_{sis}$  ( $\zeta_e$ ). Este refleja el efecto global de las distintas fuentes de amortiguamiento en los puentes.

$$\zeta_{\text{sis}} = \frac{\zeta_a + \frac{\zeta_p k_{\text{ef}}}{k_p} + \frac{\zeta_{\text{ch}} k_{\text{ef}}}{k_{\text{ch}}} + \frac{\zeta_{\text{0h}} k_{\text{ef}} L^2}{k_{\text{0h}}}}{1 + \frac{k_{\text{ef}}}{k_p} + \frac{k_{\text{ef}}}{k_{\text{ch}}} + \frac{k_{\text{ef}} L^2}{k_{\text{0h}}}} \quad (10.2)$$

donde

- $\zeta_a$  es el amortiguamiento del apoyo
- $\zeta_p$  es el amortiguamiento de la pila
- $\zeta_{\text{ch}}$  es el amortiguamiento asociado a la traslación de la cimentación
- $\zeta_{\text{0h}}$  es el amortiguamiento asociado a la rotación de la cimentación
- $L$  es la longitud de la pila del puente
- $k_{\text{ef}}$  es la rigidez del apoyo
- $k_{\text{ch}}$  es la rigidez traslacional de la cimentación
- $k_{\text{0h}}$  es la rigidez rotacional de la cimentación
- $k_p$  es la rigidez secante de la pila asociada al desplazamiento máximo  $x_{\text{max}}$ , correspondiente al estado límite con el que se diseña, igual a:

$$k_p = k_e \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (10.3)$$

donde

- $k_e$  es la rigidez elástica de la pila
- $\alpha$  es la relación de rigideces elástica e inelástica (aproximadamente igual a 0.05)
- $\mu$  es la ductilidad de desplazamiento (ecuación 10.10)

En aquellos casos en los que pueda despreciarse el efecto de interacción suelo–estructura se eliminarán los términos correspondientes a la traslación y rotación de la cimentación que aparecen en la ecuación 10.2. Cuando los datos son insuficientes se sugiere tomar los valores que se muestran en la tabla 10.2, para los porcentajes de amortiguamiento de los principales componentes estructurales. No se admitirá que el amortiguamiento del sistema  $\zeta_{\text{sis}} > 30\%$  en ningún caso.

Tabla 10.2 Porcentajes de amortiguamiento.

Elemento estructural	Respuesta elástica	Respuesta no–lineal
Estructura	5%	10%
Apoyo de hule	5%	5%
Cimentaciones	10% a 20%	20% a 30%

Se aplicará un factor de sobrerresistencia ( $F_R$ ) para reducir las ordenadas espectrales. Se recomienda usar un valor de  $F_R=1.50$ .

### 3.10.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS

#### 3.10.4.1 Objetivo y campo de aplicación

El objetivo del análisis sísmico es evaluar las demandas de desplazamiento y de fuerza para revisar la capacidad del sistema estructural y de sus componentes individuales. Debe tenerse presente que cada puente puede estar formado por un conjunto de subsistemas o módulos, como por ejemplo,



marcos separados por juntas de expansión, y que requieren del análisis de cada subsistema o módulo por separado y/o de todo el conjunto. En los métodos de análisis que se proponen se deberán considerar, cuando sean importantes, los efectos de: la interacción suelo–estructura, la no linealidad geométrica de los materiales y las condiciones de frontera en los estribos. Se acepta que el análisis sísmico de puentes se realice por alguno de los siguientes cuatro métodos: estático lineal, estático no lineal, dinámico lineal y paso a paso, conforme con las siguientes recomendaciones.

### 3.10.4.2 Análisis estático lineal (AEL)

El AEL se acepta como método para estimar demandas de desplazamiento y de fuerza en estructuras donde un análisis dinámico no proporcione información adicional significativa sobre el comportamiento. El AEL es adecuado para puentes cuya respuesta sea fundamentalmente en el primer modo de vibrar. En general, el método estático lineal se aplica en el análisis de puentes comunes que cumplan con los siguientes requisitos:

- El terreno de cimentación tiene un factor de sitio menor o igual que 1.5 (ver sección 3.1.5.2.1).
- El puente tiene eje longitudinal recto o con curvatura horizontal reducida. Se considera que un puente tiene curvatura reducida si el ángulo que forma la línea que une el centro del puente con el apoyo extremo y la que une los dos apoyos extremos es menor que 30 grados.
- Existe simetría transversal respecto al centro del claro. Se considera que un puente es simétrico cuando la excentricidad entre el centroide de masas y el centroide de rigideces no excede del 5% de la longitud total del puente o de los módulos en que se subdivide.
- No hay cambios bruscos de rigidez y masa, exceptuando los estribos. Si el cambio de rigidez, de masa, o de la relación rigidez a masa entre dos pilas consecutivas es inferior al 25% se considera que no hay cambios bruscos en estas propiedades. Además, la masa de las pilas debe ser menor que 1/5 de la masa del tablero.
- El ángulo de esviajamiento es menor que 15 grados.
- El ancho de la superestructura es igual o mayor que un cuarto del claro entre apoyos.
- Los claros entre apoyos son menores que 50 m.
- En puentes continuos que tengan menos de cinco claros.

El análisis se realiza en dos direcciones horizontales ortogonales, estimando las demandas de desplazamiento y de fuerza. Las demandas de desplazamiento se obtienen del espectro de diseño de desplazamientos, en función del periodo fundamental de la estructura. Para la revisión por resistencia, se considera en cada dirección de análisis, el efecto de una fuerza horizontal estática equivalente  $P_s$ , aplicada en el centro de gravedad de la superestructura. La fuerza,  $P_s$  se calcula con la ecuación:

$$P_s = k_p x_{\max} \quad (10.4)$$

donde

$x_{\max}$  es el desplazamiento máximo, correspondiente al estado límite con el que se diseña

### 3.10.4.3 Análisis dinámico lineal (ADL)

El ADL se emplea para estimar demandas de desplazamiento y de fuerza en cualquier puente estándar, y debe emplearse en aquellos casos en que no se satisface alguno de los requisitos de la

sección 3.10.4.2. El ADL se lleva a cabo mediante un análisis modal espectral. Para estimar las demandas de desplazamiento y de fuerza se emplearán los espectros correspondientes que se indican en la sección 3.10.2.2. En la discretización del modelo elástico lineal de la estructura se deberán emplear al menos tres elementos para cada pila y cuatro elementos para cada claro de la superestructura. Deberá considerarse un número de modos de vibrar tal que garantice que la suma de la masa modal efectiva, en la dirección del análisis sea, al menos el 90% de la masa total de la estructura.

El valor máximo probable  $S_M$  del efecto combinado de las respuestas modales, se calcula con el método de la combinación cuadrática completa:

$$S_M = \sqrt{\sum_i \sum_j r_{i,j} S_i S_j} \quad (10.5)$$

donde

$r_{i,j}$  es el factor de correlación donde  $i$  y  $j$ , son los  $i$ -ésimos modos de vibrar, respectivamente, y  $j > i$ , definido por

$$r_{ij} = \frac{8\zeta_{sis}^2 (1+\rho)\rho^{3/2}}{(1-\rho^2)^2 + 4\zeta_{sis}^2 \rho(1+\rho)^2} \quad (10.6)$$

donde

$\rho$  es igual a  $T_j/T_i$ , pero menor a 1.0

#### 3.10.4.4 Análisis estático no lineal (AENL)

El AENL, también conocido como “pushover” o método del empujón, se emplea para determinar la capacidad de desplazamiento de un puente al alcanzar la formación del mecanismo de colapso y consiste en analizar la estructura bajo carga gravitacional constante y cargas laterales monótonas crecientes que representan los efectos sísmicos horizontales.

El AENL debe realizarse empleando las propiedades de los materiales correspondientes a los niveles de deformación que se van originando en cada etapa de carga. Para ello, se emplearán las propiedades obtenidas de los ciclos histeréticos de los materiales. La intensidad máxima de carga que se aplicará a la estructura, será la correspondiente a la capacidad de desplazamiento de las pilas que se describe en la sección 3.10.5.1.3, para cada estado límite.

#### 3.10.4.5 Análisis paso a paso

Para realizar un análisis paso a paso deben emplearse registros temporales del sitio (sección 3.10.2.3). Se tomará en cuenta el comportamiento inelástico de los distintos componentes del puente. En conjunto con estas cargas temporales deben considerarse las acciones permanentes más todas aquellas acciones que pudieran actuar simultáneamente con las permanentes.

Este método debe emplearse para estudiar el comportamiento de puentes de especial importancia y, alternativamente, puede usarse para puentes comunes. El método permite determinar la respuesta inelástica del modelo para comparar las ductilidades locales requeridas y las disponibles. Además de

este procedimiento la estructura debe analizarse con el método ADL, y los resultados del análisis paso a paso no se usarán para reducir los requerimientos resultantes del ADL.

### 3.10.4.6 Consideraciones especiales

#### 3.10.4.6.1 Rigidez efectiva de los elementos

La rigidez a flexión de las secciones transversales de los diferentes elementos, debe reflejar el agrietamiento y fluencia que ocurre para el nivel de desplazamiento que se revisa. La rigidez efectiva a flexión de cada elemento usada en los análisis lineales debe considerarse como la rigidez secante asociada a dicho desplazamiento. Para pilas, se admite de manera simplificada, un momento de inercia efectivo de 90% del de la sección gruesa y para tableros de concreto reforzado o presforzado, la inercia total.

#### 3.10.4.6.2 Efecto del material de relleno en los estribos

El relleno tiene cierta rigidez cuando el estribo actúa contra él, mientras que la rigidez es nula cuando el movimiento ocurre en sentido opuesto, por lo tanto, cuando este efecto sea importante deberá considerarse la no linealidad de contacto del sistema suelo de relleno–estribo.

#### 3.10.4.6.3 Masa adherida en pilas sumergidas

Cuando las pilas estén sumergidas se recomienda que se realice un estudio del efecto de la interacción hidrodinámica. Este efecto se estima de manera aproximada incluyendo una masa adherida de agua por unidad de longitud de pila sumergida. La masa adherida  $m_a$  debe sumarse a la masa real de la pila (sin considerar la flotación) y a la masa del agua contenida dentro de pilas huecas, si es el caso.

Tabla 10.3. Coeficiente  $k$  para determinar la masa adherida en pilas de sección rectangular.

$A_y/A_x$	$k$
0.1	2.23
0.2	1.98
0.5	1.70
1.0	1.51
2.0	1.36
5.0	1.21
10.0	1.14
$\infty$	1.00

donde

$A_x$ ,  $A_y$  son las dimensiones de la pila con sección rectangular en la dirección  $x$  y  $y$ , respectivamente.

Para pilas de sección transversal circular con diámetro  $\phi$  la masa adherida  $m_a$  se estima como:

$$m_a = \frac{\rho_a \pi \phi^2}{4} \quad (10.7)$$

donde

$\rho_a$  es la densidad del agua

Para pilas de sección rectangular con dimensiones  $2A_x$  y  $2A_y$  (figura 10.1), y para acción sísmica en dirección  $x$ ,  $m_a$  se estima como

$$m_a = k \rho_a \pi A_y^2 \quad (10.8)$$

donde

$k$  se toma de la tabla 10.3, en la que es válida una interpolación lineal

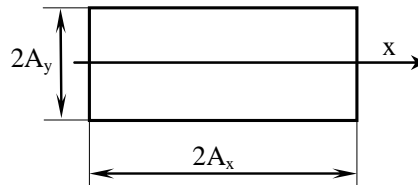


Figura 10.1. Dimensiones de la sección transversal de la pila.

#### 3.10.4.6.4 Variabilidad espacial del movimiento sísmico

Se recomienda emplear algún modelo de variabilidad espacial del movimiento sísmico cuando existen ciertas discontinuidades geológicas o marcadas características topográficas capaces de introducir variaciones importantes en las características del movimiento sísmico del terreno o si la longitud total del puente es mayor que 600 m.

### 3.10.5 DISEÑO DE PILAS

#### 3.10.5.1 Demanda y capacidad de desplazamiento

En cada puente, el desplazamiento total del sistema debido a la acción sísmica,  $\Delta_T$ , y el desplazamiento máximo,  $\Delta_u$ , cuando se producen las articulaciones plásticas en los elementos diseñados explícitamente para contar con la capacidad de rotación necesaria, deben cumplir con la siguiente ecuación

$$\Delta_T \leq \Delta_u \quad (10.9)$$

En el puente completo, así como en cada uno de los módulos en los que se divide y en cada uno de los elementos que lo constituyen, se deben cumplir con las demandas máximas de ductilidad que se especifican. Además, los elementos dúctiles deberán satisfacer los requisitos de armado y detallado que se requieren para alcanzar los niveles de ductilidad especificados.

En general, se pretende que el tablero y el resto de los elementos que conforman la superestructura del puente, permanezcan dentro del límite elástico, y que las columnas sean las responsables de disipar la energía histerética a través de la rotación de las articulaciones plásticas. Después de verificar que los elementos no exceden los desplazamientos máximos será necesario verificar la resistencia de los elementos como se establece en 3.10.5.2.

Alternativamente se admite aplicar el criterio de diseño por resistencia.

### 3.10.5.1.1 Demanda de desplazamientos

Para determinar las demandas de desplazamiento sobre el sistema global o de alguno de los módulos o elementos individuales que lo forman, deberá considerarse la flexibilidad y disipación de energía de la estructura, de los apoyos y de la interacción suelo–estructura, en la medida en que su contribución a la respuesta global del sistema sea significativa.

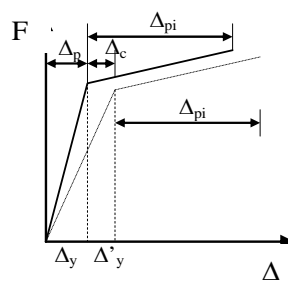
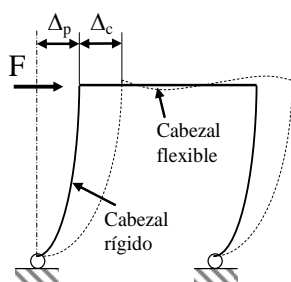
La demanda de ductilidad ( $\mu_{\Delta}$ ) para cada estado límite, se determina a partir del máximo desplazamiento ( $\Delta_{\max}$ ) que se obtiene del análisis estructural dividido por el desplazamiento de fluencia del elemento ( $\Delta_y$ ), es decir,

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \tag{10.10}$$

El desplazamiento de fluencia y el desplazamiento máximo de la estructura, no sólo dependen de la deformación de las columnas, sino de la flexibilidad de todos los componentes del sistema, como el cabezal, los apoyos y, la rotación y traslación de la cimentación, como se ilustra en la figuras 10.2 a 10.4.

donde

- $\Delta_a$  es el desplazamiento elástico adicional de la pila debido a las condiciones de empotramiento
- $\Delta_b$  es el desplazamiento del apoyo de hule
- $\Delta_c$  es el desplazamiento debido a la flexibilidad del cabezal
- $\Delta_f$  es el desplazamiento debido a traslación y rotación de la cimentación
- $\Delta_p$  es el desplazamiento elástico de la pila
- $\Delta_{pi}$  es el desplazamiento inelástico de la pila
- $\Delta_t$  es la traslación de la cimentación
- $\Delta_y$  es el desplazamiento elástico del sistema (pila) =  $\Delta_p$
- $\Delta_y'$  es el desplazamiento elástico del sistema (pila–cabezal) =  $\Delta_p + \Delta_c$
- $\Delta_y''$  es el desplazamiento elástico del sistema (pila–apoyo–cimentación) =  $\Delta_p + \Delta_b + \Delta_f$
- $\Delta_y'''$  es el desplazamiento elástico del sistema (pila–cimentación–continua) =  $\Delta_p + \Delta_a$
- D es el diámetro de la pila
- $\theta_f$  es la rotación de la cimentación



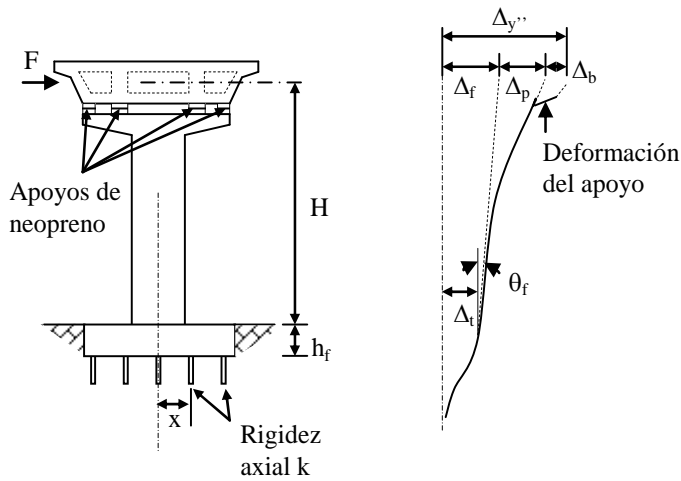
a) para cabezal rígido

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y + \Delta_{pi}}{\Delta_y} = 1 + \frac{\Delta_{pi}}{\Delta_p}$$

b) para cabezal flexible

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_y' + \Delta_{pi}}{\Delta_y'} = 1 + \frac{\Delta_{pi}}{\Delta_p + \Delta_c}$$

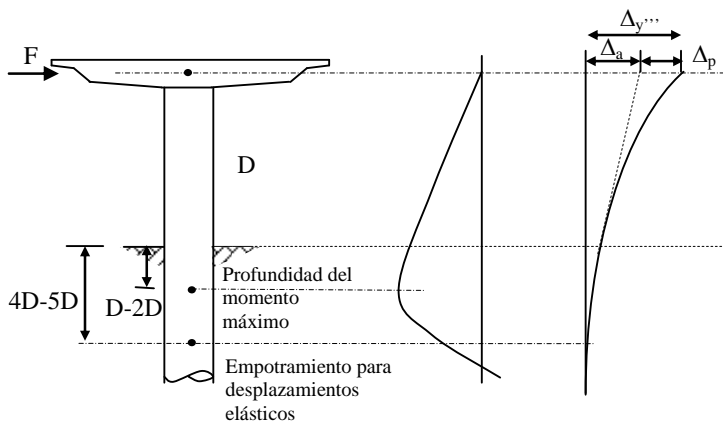
Figura 10.2. Influencia de la flexibilidad del cabezal en la ductilidad.



c) para cimentación y apoyos flexibles

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{y''} + \Delta_{pi}}{\Delta_{y''}} = 1 + \frac{\Delta_{pi}}{\Delta_f + \Delta_p + \Delta_b}$$

Figura 10.3. Influencia de la flexibilidad de apoyos y cimentación en la ductilidad.



d) para pila continua hasta la cimentación

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{y'''} + \Delta_{pi}}{\Delta_{y'''}} = 1 + \frac{\Delta_{pi}}{\Delta_a + \Delta_p}$$

Figura 10.4. Influencia de la flexibilidad de la cimentación en la ductilidad.

### 3.10.5.1.2 Capacidad de desplazamiento de las pilas

La capacidad de desplazamiento de la pila se obtiene de su capacidad de rotación, obtenida a partir de la relación momento – curvatura. Así, la rotación inelástica de la pila ( $\theta_{pi}$ ) se determina con:

$$\theta_{pi} = L_{ap} (\phi_{pi}) = L_{ap} (\phi_{pu} - \phi_{py}) \quad (10.11)$$

donde

- $\phi_{pi}$  es la curvatura inelástica de la pila
- $\phi_{pu}$  es la curvatura última
- $\phi_{py}$  es la curvatura al inicio de la fluencia
- $L_{ap}$  es la longitud de la articulación plástica obtenida con:

$$L_{ap} = 0.08L + 0.022f_y d_{bl} \geq 0.044f_y d_{bl} \quad (10.12)$$

donde

- $f_y$  es el esfuerzo de fluencia del acero (en MPa)
- $d_{bl}$  es el diámetro de las varillas longitudinales (en mm)
- $L$  es la longitud de la pila en voladizo o, para otros casos (figura 10.5), la distancia de la articulación plástica al punto de inflexión (en mm)

Si se admite que la curvatura inelástica es constante a lo largo de  $L_{ap}$ , entonces el desplazamiento inelástico de la pila  $\Delta_{pi}$  se obtiene con:

$$\Delta_{pi} = \theta_{pi} \left( L - \frac{L_{ap}}{2} \right) \quad (10.13)$$

y el desplazamiento total de la pila  $\Delta_p$  se obtiene como la suma de  $\Delta_{pi}$  y el desplazamiento de fluencia  $\Delta_y$ ,

$$\Delta_p = \Delta_y + \Delta_{pi} = \frac{\phi_y L^2}{3} + \theta_{pi} \left( L - \frac{L_{ap}}{2} \right) \quad (10.14)$$

Las ecuaciones anteriores son aplicables a pilas que puedan idealizarse como voladizos. Para pilas que tengan un punto de inflexión intermedio, como se ilustra en la figura 10.5, en las ecuaciones anteriores se deberán considerar los desplazamientos y longitudes de cada voladizo equivalente.

### 3.10.5.1.3 Ductilidad de desplazamiento

La demanda de ductilidad para pilas de concreto no debe exceder los valores indicados en la tabla 10.4, para cada uno de los estados límites.

Tabla 10.4. Demandas máximas de ductilidad para los estados límites.

Elemento	Demanda máxima de ductilidad $(\mu_{\Delta})_{m\acute{a}x}$	
	Nivel de servicio	Nivel de prevención del colapso
Pilas en voladizo	1.0	4.0
Pilas que forman parte de un marco	1.5	5.0
Pilas tipo muro en su dirección débil	1.5	5.0
Pilas tipo muro en su dirección fuerte	< 1.0	1.5

Las pilas que forman parte de marcos y las pilas que se deforman en voladizo deberán tener una capacidad de desplazamiento mínima equivalente de  $\mu_{\Delta} = 3.0$  para el estado límite de colapso, independientemente de la demanda de desplazamiento obtenida del análisis. La capacidad de ductilidad para pilas que no se comportan como voladizos puede estimarse a partir de un elemento equivalente como se ilustra en la figura 10.5, donde

- L es la longitud de la pila en voladizo o, para otros casos, la longitud del voladizo equivalente
- $L_1, L_2$  son las longitudes de los voladizos equivalentes para columnas que se flexionan en curvatura doble
- $\Delta_{p1}, \Delta_{p2}$  son los desplazamientos inelásticos de los voladizos equivalentes de la pila
- $M_p$  es el momento plástico de la sección más desfavorable de la pila
- $M_{p\ col}$  es el momento plástico de la sección de la columna

### 3.10.5.2 Demanda y capacidad de resistencia

Además de cumplir con los requisitos de desplazamiento, la estructura debe revisarse para que pueda resistir las fuerzas que se generan cuando se diseña para el estado límite de colapso, es decir,

antes de que se forme el número de articulaciones plásticas necesario para que se produzca un mecanismo de colapso. Para la revisión se utilizarán factores de comportamiento sísmico adecuados al tipo de pila y aplicando el factor de sobrerresistencia indicado en 3.10.2.3.

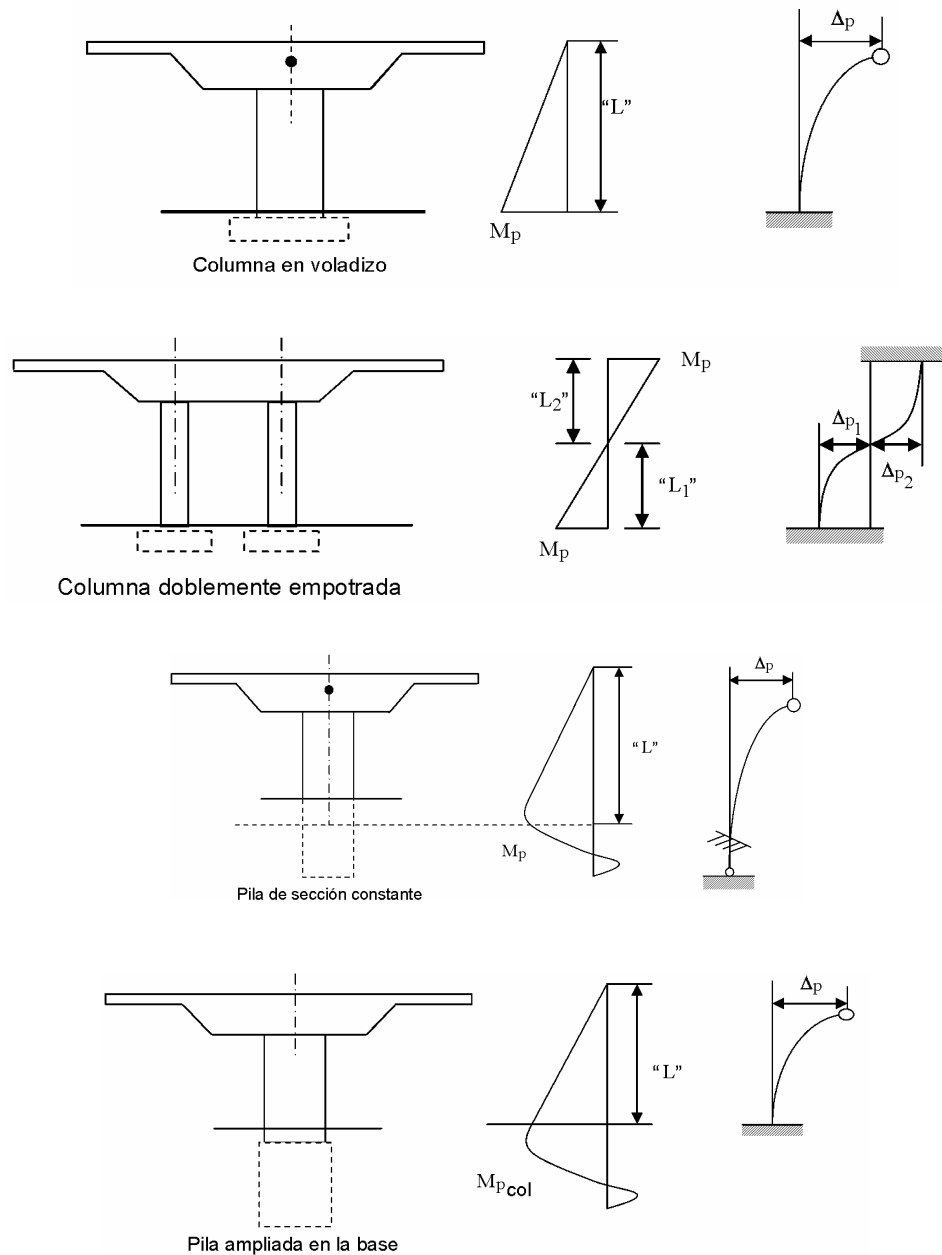


Figura 10.5. Longitudes y desplazamientos para evaluar la ductilidad de las pilas.

### 3.10.5.2.1 Momento flexionante de diseño

La resistencia al momento flexionante de las pilas, correspondiente al nivel de desplazamiento máximo permitido, se obtendrá con base en la relación momento–curvatura de la sección.

### 3.10.5.2.2 Condiciones de diseño para fallas de tipo frágil

Para determinar las fuerzas cortantes y momentos torsionantes en las pilas en que se formarán articulaciones plásticas, se usará un factor de sobrerresistencia  $F_R = 1.5$  que se aplicará al momento plástico de diseño de la sección como se indica en la figura 10.6.





Figura 10.6 Cortantes asociados a la sobrerresistencia por flexión de la columna

### 3.10.5.2.3 Condiciones de diseño para elementos que se mantienen elásticos

La distribución de elementos mecánicos para el diseño de los componentes estructurales del puente en los que no se espera daño, se obtendrá al aplicar las cargas que provocan un momento flexionante igual a  $F_R M_{pi}$  en las pilas en que se espera la formación de las articulaciones plásticas.

## 3.10.6 DISEÑO DE OTROS COMPONENTES

### 3.10.6.1 Superestructura

La superestructura se diseñará para mantenerse dentro del intervalo elástico para las fuerzas asociadas a la sobrerresistencia de los elementos críticos (pilas). En puentes con curvatura horizontal apreciable se recomienda utilizar secciones en cajón, debido a su mayor rigidez a torsión, y evitar secciones tipo doble T o similares. En el caso de puentes muy anchos se sugiere emplear secciones formadas por cajones multicelulares.

Se colocarán diafragmas transversales entre vigas, en los extremos de los claros. Si la sección transversal de la superestructura está formada por vigas o nervaduras, o en general, por secciones transversales que no tengan una elevada resistencia a torsión, se recomienda colocar diafragmas intermedios a distancias máximas de 12.5 m. En el caso de que las vigas sean metálicas, es indispensable colocar diafragmas intermedios, que deberán conectarse en la parte inferior de las almas, de preferencia en los patines de las vigas. Dado que las secciones cajón tienen una elevada rigidez a torsión, es innecesario colocar diafragmas intermedios.

Las secciones cajón son particularmente apropiadas para el diseño sísmico cuando se considera una conexión monolítica entre pilas y superestructura. En general, también se emplean favorablemente en estructuras continuas sobre apoyos. Cuando la superestructura es monolítica con las pilas, ésta deberá diseñarse para resistir los momentos que se transmiten en la conexión.

Cuando se espera que se produzca un movimiento fuera de fase entre los módulos del puente entre juntas, se recomienda colocar llaves de cortante que restrinjan el movimiento relativo transversal. En puentes largos y regulares, en los que se espera que se produzca un movimiento en fase entre los módulos o subsistemas que se forman debido a la existencia de juntas, se permite que ocurra un desplazamiento relativo en la junta. En este último caso debe tenerse presente que la variabilidad espacial del movimiento puede dar origen a movimientos fuera de fase, aun en el caso de módulos iguales.

### 3.10.6.2 Apoyos

Los apoyos deberán diseñarse para soportar adecuadamente las cargas verticales y horizontales que puedan presentarse durante la vida útil del puente, además, deberán permitir los movimientos de traslación y rotación que produzcan estas acciones.

Debe tomarse en cuenta que los apoyos flexibles incrementan el periodo de la estructura con respecto a un apoyo rígido o monolítico. También debe considerarse que los apoyos flexibles incrementan los desplazamientos, lo que puede aprovecharse para mejorar la distribución de fuerzas laterales entre las pilas y estribos del puente. Por otro lado, la flexibilidad del apoyo incrementa la demanda de ductilidad de la pila para una ductilidad específica de la estructura (figura 10.3).

Los apoyos de hule tienen una respuesta prácticamente lineal y muestran una recuperación importante después de experimentar grandes deformaciones, situación que no se logra con apoyos deslizantes y otro tipo de apoyos. Por ello deberá proporcionarse un mecanismo de recuperación en estos casos.

#### 3.10.6.2.1 Fuerza horizontal y momento que transmiten los apoyos

Deberá tomarse en cuenta la fuerza horizontal que los apoyos son capaces de transmitir para el diseño de la superestructura y la subestructura. La fuerza horizontal depende del diseño del apoyo y de la restricción debida a la existencia de topes sísmicos. En el caso de apoyos de hule, la fuerza horizontal  $P_H$  que se genera por el desplazamiento horizontal  $\Delta_b$  del apoyo (transversal y/o longitudinal) es:

$$P_H = \frac{GA}{h_t} \Delta_b \quad (10.15)$$

donde

- A es el área del apoyo en planta
- $h_t$  es el espesor total del hule
- G es el módulo de cortante del hule. Si no se cuenta con información del fabricante pueden usarse los valores siguientes: 0.8 MPa, para hules con dureza shore 50, y 1.0 MPa para apoyos con dureza shore 60.

El momento  $M_H$  que un apoyo de hule sin confinar puede transmitir es:

$$M_H = \frac{0.5 E_c I}{h_t} \theta_m \quad (10.16)$$

donde

- I es el momento de inercia de la sección en planta del apoyo
- $\theta_m$  es la rotación máxima de diseño en radianes
- $E_c$  es el módulo de elasticidad efectivo en compresión del hule, que puede aproximarse con:

$$E_c = 6 G S^2 \quad (10.17)$$

donde

- S es el factor de forma de la carga sobre el apoyo, que se define como la relación entre el área comprimida efectiva y el área lateral con libertad de deformación y se calcula con:

$$S = \frac{b_x b_y}{2(b_x + b_y)h_i} \quad \text{para apoyos rectangulares} \quad (10.18a)$$

$$S = \frac{D_a}{4h_i} \quad \text{para apoyos circulares} \quad (10.18b)$$

donde

- $b_x, b_y$  son las dimensiones del apoyo del hule en planta
- $h_i$  es el espesor de las capas de hule
- $D_a$  es el diámetro del apoyo

### 3.10.6.2.2 Consideraciones de diseño

El número, forma y dimensiones en planta de los apoyos de hule se determinan con base en las cargas verticales, mientras que el espesor se define a partir del desplazamiento lateral máximo y del periodo de vibración. La rigidez lateral se determina a partir de la ecuación 3.10.15 y el periodo de vibración lateral del apoyo  $T_a$  con:

$$T_a = 2\pi \left( \frac{Sh_t \gamma_{xz} A'}{Ag} \right)^{1/2} \quad (10.19)$$

donde

- $\gamma_{xz}$  es la deformación máxima por cortante
- $g$  es la aceleración de la gravedad
- $A'$  es el área de la zona de traslape de las caras superior e inferior del apoyo durante el máximo desplazamiento permitido (figura 10.7)

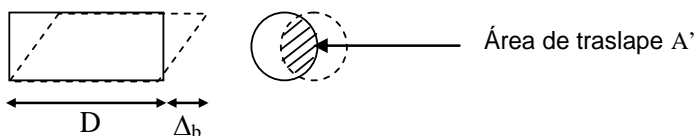


Figura 10.7. Área de traslape del apoyo para un desplazamiento  $\Delta_b$ .

El amortiguamiento de los apoyos de hule laminados se puede suponer igual al 5% del crítico. El desplazamiento del apoyo de hule máximo permitido  $\Delta_b$  es:

$$\Delta_b = B \left( 1 - \frac{A'}{A} \right) \quad (10.20)$$

donde

- $B$  es la dimensión en planta del apoyo en la dirección de análisis

Las trabes deberán estar conectadas a los apoyos mediante sistemas que resistan toda la fuerza horizontal que el apoyo es capaz de transmitir. La conexión del apoyo con la subestructura debe garantizar que la transmisión de la fuerza horizontal sea adecuada. Los apoyos deberán tener una capacidad mayor que la capacidad de las pilas considerando su sobrerresistencia. También se recomienda emplear una segunda línea de defensa como se indica en las secciones 3.10.6.4 y 3.10.6.5. Si los apoyos son móviles, deberá dejarse una distancia apropiada de asiento (sección 3.10.6.3) para evitar la pérdida de apoyo de la superestructura.

### 3.10.6.3 Juntas de expansión

#### 3.10.6.3.1 Dimensión mínima de juntas

Las juntas de la superestructura deben tener una anchura que les permita evitar el golpeteo por sismo. En el cálculo de la dimensión mínima de la junta de expansión  $\Delta_s$  (figura 10.8) deberá considerarse entre otros, el desplazamiento longitudinal por sismo de ambos módulos del puente unidos por la junta, mediante la siguiente ecuación

$$\Delta_s = \sqrt{(\Delta_{s1})^2 + (\Delta_{s2})^2} \quad (10.21)$$

donde

$\Delta_{sj}$  es el desplazamiento relativo longitudinal por sismo en el módulo  $j$  del puente

Se tomará en cuenta que la junta puede estar en el extremo de un tablero o en algún apoyo intermedio. Si la junta se localiza sobre un estribo (figura 10.8a), entonces  $\Delta_{s2} = 0$  y  $\Delta_s = \Delta_{s1}$ . En la figura 10.8:

$L_A$  es la longitud mínima de asiento

$L_J$  es la anchura mínima de la junta de expansión

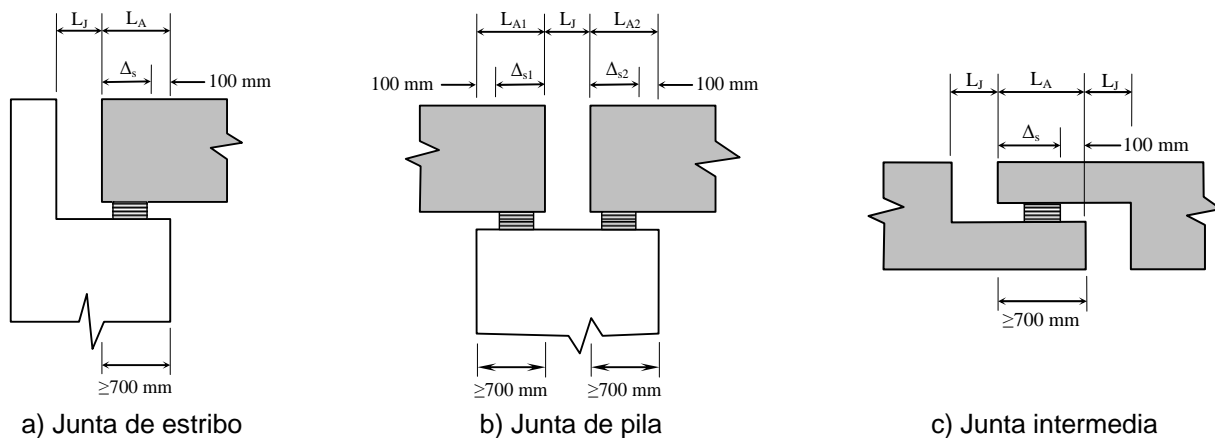


Figura 10.8 Anchura de junta y longitud de asiento

#### 3.10.6.3.2 Longitud mínima de asiento

Si los distintos componentes o módulos del puente vibran fuera de fase, es posible que se presenten grandes desplazamientos relativos. Por tal motivo debe proporcionarse una longitud suficiente de asiento para evitar la caída de la superestructura.

La longitud mínima de asiento medida perpendicularmente al eje de apoyos, se calculará con la siguiente ecuación

$$L_A = \Delta_s + 100 \geq 700 \text{ mm} \quad (10.22)$$

Para el caso de junta en pila (figura 10.8b),  $L_A$  se calculará por separado para cada módulo del puente y la longitud de asiento total será la suma de  $L_A$  requerida para cada módulo más la anchura de la junta.

### 3.10.6.4 Topes sísmicos

Los topes sísmicos se diseñarán mediante criterios reconocidos como elementos tipo ménsula. El tope sísmico se deberá dimensionar para que resista simultáneamente una fuerza cortante  $P_s$  y el momento flexionante asociado a ella, que actúa en la interfaz entre ménsula y cabezal.

La fuerza sísmica de diseño,  $P_t$ , se calculará con:

$$P_t = a F_R C M_t \quad (10.23)$$

donde

- $a$  es la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental del puente
- $CM_t$  es la carga muerta correspondiente al área tributaria de la superestructura restringida por el tope
- $F_R$  es el factor de sobrerresistencia indicado en 3.10.2.3

No deberá efectuarse ninguna reducción por ductilidad o comportamiento sísmico en la fuerza de diseño del tope.

Deberá colocarse un apoyo vertical de hule entre el tope sísmico y el paño de la superestructura. La junta o distancia libre entre el apoyo vertical de hule y el paño de la trabe o pared del cajón que forman la superestructura, deberá ser tal que permita el desplazamiento de diseño del apoyo que se encuentra sobre el cabezal.

### 3.10.6.5 Restricción del movimiento longitudinal en las juntas

La integridad estructural del puente debe asegurarse ante la ocurrencia de desplazamientos sísmicos extraordinarios. Por ello, los puentes de especial importancia y aquellos puentes comunes que lo ameriten, deberán contar con dispositivos que eviten la caída de la superestructura. La protección primaria debe proporcionarse mediante una longitud adecuada de asiento y considerar estos dispositivos como un sistema de protección secundario para evitar la pérdida de apoyo.

Los dispositivos se diseñan para soportar una fuerza igual a la indicada en la ecuación 10.24 y se colocarán orientados en la dirección principal del movimiento esperado y en un número tal que aseguren la redundancia y eviten el comportamiento excéntrico de la junta. Es recomendable que los elementos de restricción longitudinal tengan una buena capacidad de disipar energía durante su deformación para que contribuyan también a la disipación de la energía sísmica. En las juntas de expansión deberá dejarse suficiente espacio para permitir los movimientos típicos de la junta.

# **SECCIÓN 3.11**

## **ESTRUCTURAS TIPO 8 TUBERÍAS**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	173
3.11.1	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS .....	175
3.11.1.1	Tuberías enterradas .....	175
3.11.1.2	Tuberías sobre la superficie .....	175
3.11.2	MÉTODO SIMPLIFICADO .....	175
3.11.2.1	Tuberías enterradas .....	175
3.11.2.2	Tuberías sobre la superficie .....	177
3.11.3	MÉTODO PSEUDOESTÁTICO .....	178
3.11.3.1	Tuberías enterradas .....	178
3.11.3.2	Tuberías sobre la superficie .....	180
3.11.4	ANÁLISIS DINÁMICO .....	180
3.11.4.1	Tuberías enterradas .....	180
3.11.4.2	Tuberías sobre la superficie .....	181
3.11.5	CRUCE DE FALLAS GEOLÓGICAS ACTIVAS.....	181





## NOMENCLATURA

$a_0$	Aceleración máxima del terreno normalizada con la gravedad $g$	$S_u$	Resistencia al cortante del suelo en condiciones no drenadas
$A_p$	Área de la sección transversal de la tubería	$T$	Periodo de la onda sísmica
$v_a$	Velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas	$T_g$	Periodo natural de la capa superficial de suelo
$c_\epsilon, c_\Phi$	Coefficientes de deformación y curvatura del terreno	$t_u, p_u, q_u$	Resistencias últimas del suelo en las direcciones longitudinal, transversal horizontal y transversal vertical hacia arriba
$D_p$	Diámetro externo de la tubería	$U$	Desplazamiento relativo
$E$	Módulo de elasticidad del material	$U_h$	Desplazamiento horizontal del terreno
$E_p$	Módulo inicial de elasticidad de la tubería	$U_0$	Vector de desplazamientos
$g$	Acercación de la gravedad	$v_{max}$	Velocidad máximas del terreno
$H_s$	Espesor del depósito de suelo	$v_s$	Velocidad de onda de corte dentro del estrato
$H_C$	Profundidad de la superficie del suelo al eje central de la tubería	$\alpha$	Coefficiente en función de $S_u$
$I_p$	Momento de inercia de la sección transversal de la tubería	$\alpha_1, \alpha_2$	Coefficientes de transferencia
$kl_0$	Coefficiente de presión del suelo en condiciones de reposo	$\delta_L, \delta_x,$ $\delta_b$	Esfuerzos axial, de flexión y combinado respectivamente
$K_{g1}, K_{g2}$	Es la rigidez longitudinal y transversal del suelo respectivamente.	$\Delta L_a$	Elongación de la tubería para el esfuerzo axial máximo
$c_k$	Coefficiente de rugosidad de la superficie exterior y dureza de la tubería	$\Delta L_r$	Elongación total requerida en la tubería
$L_p$	Longitud del tramo en cuestión de la tubería	$\delta_x, \delta_y,$ $\delta_z$	Componentes de desplazamiento en la falla
$L_{ch}, L_{cv}$	Longitud de la tubería con curvatura horizontal y vertical, respectivamente a cada lado de la falla	$\epsilon_g, \phi_g$	Deformación axial y la curvatura máximas del terreno
$L_1, L_2$	Longitudes no ancladas a cada lado de la falla	$\epsilon_a, \epsilon_b$	Deformaciones unitarias por tensión axial y flexión
$M_p$	Masa por unidad de longitud de la tubería	$\phi$	Ángulo de resistencia al cortante del suelo
$N_{qh},$ $N_{qv}, N_q$	Factores de capacidad de carga horizontal, vertical hacia arriba y vertical hacia abajo respectivamente para suelos friccionantes	$\gamma'$ $\gamma$	Peso unitario efectivo del suelo Peso volumétrico del suelo que rodea la tubería enterrada
$N_{ch}, N_{cv},$ $N_c$	Factores de capacidad de carga horizontal, vertical hacia arriba y vertical hacia abajo respectivamente para suelos cohesivos	$\lambda$ $\lambda^*$	Longitud de la onda sísmica de cortante Longitud de onda aparente de la onda sísmica predominante asociada con la velocidad de terreno máxima
$p_i$	Presión interna en la tubería	$\eta_1, \eta_2$	Relaciones de la rigidez del suelo y la rigidez de la tubería
$P$	Fuerza axial máxima en la tubería	$\theta$	Rotación máxima de la junta
$R_{cl}$ y $R_{cv}$	Radios de curvatura horizontal vertical de los tramos curvos de la tubería adyacentes a la falla	$\sigma_a$	Esfuerzo axial máximo en la tubería



### 3.11.1 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

#### 3.11.1.1 Tuberías enterradas

Para llevar a cabo el análisis sísmico de tuberías enterradas se pueden utilizar tres métodos: a) método simplificado, b) método pseudoestático y c) análisis dinámico.

Los métodos de análisis simplificado y pseudoestático son aplicables a tuberías rectas continuas o a las formadas por segmentos rectos unidos mediante juntas flexibles. El método de análisis dinámico se puede aplicar en los dos casos anteriores y para cualquier configuración geométrica de la tubería, siempre y cuando se conozcan los parámetros necesarios para realizarlo y la importancia de la tubería lo amerite.

#### 3.11.1.2 Tuberías sobre la superficie

Para llevar a cabo el análisis sísmico de tuberías sobre la superficie se pueden utilizar tres métodos: a) método simplificado, b) método pseudoestático y c) análisis dinámico.

El método simplificado sólo es aplicable al análisis de tramos rectos de tubería entre dos apoyos consecutivos. Los métodos pseudoestático y dinámico se pueden aplicar al análisis de cualquier configuración geométrica de la tubería.

### 3.11.2 MÉTODO SIMPLIFICADO

#### 3.11.2.1 Tuberías enterradas

El método simplificado de análisis será aplicable a tuberías enterradas continuas que sean rectas y estén formadas por tramos soldados o con juntas continuas.

La aplicación de este método requiere del cálculo de la deformación axial y la curvatura máximas del terreno. Para ello se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_g = \frac{v_{\max}}{c_\varepsilon v_a} \quad (11.1)$$

$$\phi_g = \frac{a_0 g}{(c_\phi v_a)^2} \quad (11.2)$$

donde

- $v_{\max}$  es la velocidad máxima del terreno esperada en el sitio de acuerdo a lo establecido en la sección 3.1 (programa PRODISIS)
- $a_0$  es la aceleración máxima del terreno esperada en el sitio de acuerdo a lo establecido en la sección 3.1
- $v_a$  es la velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas, (puede ser obtenida a partir de estudios geofísicos o evaluación sismológica)
- $g$  es la aceleración de la gravedad
- $c_\varepsilon$  es el coeficiente de deformación del terreno
- $c_\phi$  es el coeficiente curvatura del terreno

Las magnitudes de  $c_\varepsilon$  y  $c_\phi$  dependen del ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas. La tabla 11.1 muestra los valores para incidencias críticas.

Tabla 11.1. Coeficientes de deformación y curvatura del terreno.

Coeficiente	Ondas P	Ondas S	Ondas de Rayleigh
$c_\varepsilon$	1.0	2.0	1.0
$c_\phi$	1.6	1.0	1.0

Para tuberías formadas por un conjunto de tubos rígidos de longitud  $L_p$  con juntas tipo “lock-joint”, además de la deformación axial y la curvatura máxima del terreno, se deben calcular el desplazamiento relativo  $U$  y la rotación  $\theta$  máxima de la junta con las siguientes ecuaciones:

$$U = \varepsilon_g L_p \quad (11.3)$$

$$\theta = \phi_g L_p \quad (11.4)$$

La información que se obtiene de la aplicación de este procedimiento permite verificar la capacidad de expansión y contracción de la junta, la capacidad de giro de la misma y el nivel de esfuerzos que se generan en la tubería durante el sismo.

Las ecuaciones 11.1 y 11.2 son válidas cuando se cumple el siguiente criterio asociado al rango de resistencia del suelo:

$$\frac{A_p E_p}{t_u} \leq 10^6 \quad (11.5)$$

donde

- $t_u$  es la resistencia axial última (longitudinal) por unidad de longitud del suelo sobre la tubería que se calcula como se señala en la tabla 11.2
- $E_p$  es el módulo inicial de elasticidad de la tubería
- $A_p$  es el área de la sección transversal de la tubería

Cuando el criterio anterior no se cumple la deformación axial del terreno debido al sismo no puede ser transferida completamente a la tubería existe deslizamiento entre suelo y tubería. En este caso se presentan dos escenarios, el primero supone que la onda sísmica es de forma sinusoidal, incidente horizontalmente y que la deformación del suelo se transfiere en un cuarto de la longitud de onda,  $\lambda^*$  (figura 11.1A). Por lo que la deformación máxima que se puede presentar para esta condición es:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{t_u \lambda^*}{4E_p A_p} \quad (11.6)$$

donde

- $\lambda^*$  es la longitud de onda aparente de la onda sísmica asociada con la velocidad de terreno máxima igual a  $\lambda^* = v_a T$

T es el periodo de la onda sísmica  
 $v_a$  es la velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas

El segundo escenario sucede cuando existen puntos de anclaje en tramos menores a un cuarto de la longitud de onda (figura 11.1B), por lo que el valor de  $\lambda^*$ , expresado en la ecuación 11.6 se tomará como la distancia,  $\lambda$ , entre los puntos de anclaje.

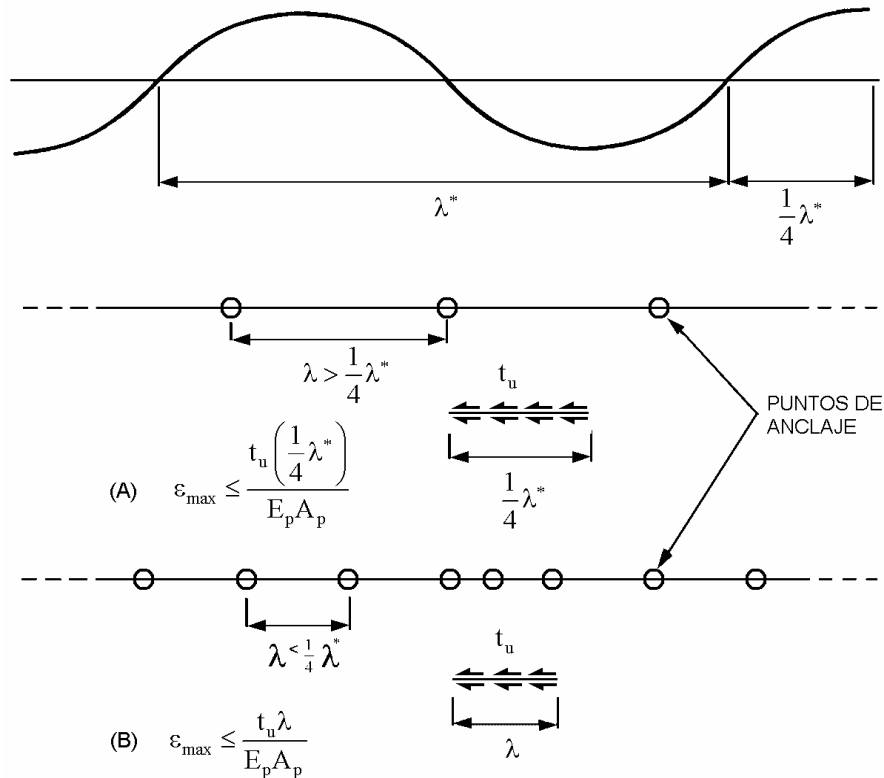


Figura 11.1. Longitud de la tubería usada para determinar la deformación máxima inducida por una onda sísmica.

### 3.11.2.2 Tuberías sobre la superficie

El método simplificado de análisis también será aplicable a tramos de tubería sobre la superficie que sean rectos y se puedan considerar formados por un conjunto de vigas simplemente apoyadas. La aplicación de este método requiere del cálculo del periodo natural de vibración del tramo en estudio, que se determina como

$$T = \frac{2}{\pi} \left[ \frac{M_p L_p^4}{E_p I_p} \right]^{1/2} \quad (11.7)$$

donde

$M_p$  es la masa por unidad de longitud de la tubería  
 $L_p$  la longitud del tramo en cuestión  
 $I_p$  el momento de inercia de la sección transversal  
 $E_p$  el módulo de elasticidad del material

Conocido el periodo natural de vibración se obtiene la aceleración sísmica de acuerdo a lo establecido en la sección 3.1. El producto de esta aceleración y la masa por unidad de longitud de la tubería proporciona la fuerza sísmica por unidad de longitud que actúa en el tramo en cuestión.

### 3.11.3 MÉTODO PSEUDOESTÁTICO

#### 3.11.3.1 Tuberías enterradas

Para el caso de tuberías enterradas existe un método pseudoestático que se basa en los desplazamientos y deformaciones del terreno. Los pasos a seguir para la obtención de las deformaciones en la tubería son:

1. Se obtiene la longitud de la onda sísmica predominante,  $\lambda$  asociada con la velocidad de terreno máxima utilizando la siguiente ecuación:

$$\lambda = v_s T_g \quad (11.8)$$

donde

- $v_s$  es la velocidad de ondas de cortante en el estrato superficial  
 $T_g$  es el periodo natural de la capa superficial de suelo, que se obtiene de acuerdo al señalado en la sección 3.1 ( $T_g = T_s$ )

2. Se calcula el desplazamiento del terreno a la profundidad de enterramiento,  $H_C$  de la tubería, por la ecuación:

$$U_h = \frac{T_g}{4\pi^2} a_0 g \cos \frac{\pi H_C}{2H_S} \quad (11.9)$$

donde

- $a_0$  es la aceleración del terreno en la superficie en  $\text{cm/s}^2$  que se obtiene de acuerdo a la aceleración de la roca basal y del factor de sitio como se explica en la sección 3.1  
 $H_S$  representa el espesor del depósito de suelo

3. Cuando se trata de una tubería enterrada continua, el cálculo de los esfuerzos axial  $\delta_L$ , de flexión  $\delta_b$  y combinado  $\delta_x$ , se obtienen a través de las siguientes ecuaciones:

$$\delta_L = \alpha_1 \frac{\pi U_h}{\lambda} E_p \quad (11.10)$$

$$\delta_b = \alpha_2 \frac{2\pi^2 D_p U_h}{\lambda^2} E_p \quad (11.11)$$

$$\delta_x = \sqrt{\gamma' \delta_L^2 + \delta_b^2} \quad (11.12)$$

donde

- $D_p$  es el diámetro externo de la tubería

- $E_p$  es el módulo de elasticidad de la tubería  
 $\alpha_1$  es el coeficiente de transferencia de deformación axial  
 $\alpha_2$  es el coeficiente de transferencia de deformación por flexión

$\alpha_1$  y  $\alpha_2$  se calculan de la siguiente forma:

$$\alpha_1 = \frac{1}{1 + (2\pi / \eta_1 \lambda^*)^2} \quad (11.13)$$

$$\alpha_2 = \frac{1}{1 + (2\pi / \eta_2 \lambda)^4} \quad (11.14)$$

donde

$\lambda^*$  es la longitud de onda aparente de la onda sísmica predominante asociada con la velocidad de terreno máxima, que se puede calcular de acuerdo a lo descrito en 3.11.2.1 o de forma aproximada por  $\lambda^* = \sqrt{2}\lambda$

- $\eta_1$  es la relación de rigidez del suelo  
 $\eta_2$  es la relación de rigidez de la tubería

Ambas relaciones se expresan de la siguiente forma:

$$\eta_1 = \sqrt{\frac{k_{g1}}{E_p A_p}} \quad (1/cm) \quad (11.15)$$

$$\eta_2 = \sqrt[4]{\frac{k_{g2}}{E_p I_p}} \quad (1/cm) \quad (11.16)$$

donde

- $I_p$  es el momento de inercia de la tubería  
 $A_p$  es el área de la sección transversal de la tubería  
 $k_{g1}$  es la rigidez longitudinal del suelo  
 $k_{g2}$  es la rigidez transversal del suelo

Se recomienda que:

$$k_{g1} \approx k_{g2} \approx 3 \frac{\gamma}{g} v_s^2 \quad (11.17)$$

donde

- $v_s$  es la velocidad de onda de corte dentro del estrato  
 $\gamma$  es el peso volumétrico del suelo que rodea la tubería enterrada

Cuando se tienen tuberías con juntas flexibles el cálculo de esfuerzos axiales y flexionantes de la tubería en el punto  $x$  a partir de la junta de expansión–contracción se obtiene con las siguientes ecuaciones

$$\delta_L' = \xi_1(x) \delta_L \quad (11.18)$$



$$\delta_B' = \xi_2(x)\delta_b \quad (11.19)$$

donde

$\delta_L, \delta_b$  se obtienen de acuerdo con las ecuaciones 11.10 y 11.11

Los valores de  $\xi_1$  y  $\xi_2$  son factores de reducción que dependen de la rigidez de la tubería, de la rigidez del suelo y de la longitud de la tubería como se explica en los comentarios.

4. La deformación del suelo  $\varepsilon_g$  y de la deformación axial de la tubería  $\varepsilon_{ta}$  quedan definidos en términos de:

$$\varepsilon_g = \frac{2\pi U_h}{\lambda} \quad (11.20)$$

$$\varepsilon_{ta} = \alpha_1 \varepsilon_g \quad (11.21)$$

donde

$U_h, \alpha_1$  son los términos calculados con las ecuaciones 11.9 y 11.13

### 3.11.3.2 Tuberías sobre la superficie

El método pseudoestático será aplicable al análisis de tuberías sobre la superficie. Cuando se recurra a este método se procederá como se indica a continuación:

1. Se calcula el vector de desplazamientos  $U_0$  originados por el sismo en los soportes o apoyos de la tubería.
2. Para cada elemento del vector  $U_0$  se obtienen los vectores de desplazamientos pseudoestáticos  $U_n$  en la tubería.
3. El vector de respuestas máximas probables,  $U_r$ , se calcula mediante la ecuación

$$U_r = \left[ \sum_{n=1}^N U_n^2 \right]^{1/2} \quad (11.22)$$

donde

$N$  representa el número de apoyos o soportes de la tubería en cuestión.

## 3.11.4 ANÁLISIS DINÁMICO

### 3.11.4.1 Tuberías enterradas

Para tuberías enterradas se empleará como método de análisis dinámico el análisis paso a paso. Para ello podrá acudir a acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o a combinaciones de éstos, siempre que se usen movimientos representativos cuyas características de intensidad, duración y contenido de frecuencias sean compatibles con el peligro sísmico del sitio en cuestión (ver sección 3.1.7).

### 3.11.4.2 Tuberías sobre la superficie

Para tuberías sobre la superficie se emplearán como métodos de análisis dinámico el análisis modal espectral y el análisis paso a paso.

Si se utiliza el análisis modal espectral, la respuesta total de la tubería se obtendrá mediante la contribución de cada modo natural de vibración. Para ello, las respuestas modales  $S_n$  se combinarán para calcular la respuesta total  $S$  de acuerdo con la ecuación:

$$S = \left[ \sum_{n=1}^N S_n^2 \right]^{1/2} \quad (11.23)$$

donde

$N$  es el número de modos naturales de vibración a considerar en la respuesta total

Si se utiliza el análisis paso a paso, caben las mismas recomendaciones establecidas en relación con el análisis dinámico de tuberías enterradas.

### 3.11.5 CRUCE DE FALLAS GEOLÓGICAS ACTIVAS

Para el análisis sísmico de tuberías que crucen una falla geológica activa se debe llevar a cabo el procedimiento de cálculo que se indica a continuación.

- 1) Se calculan las resistencias últimas del suelo en las direcciones longitudinal, transversal horizontal y transversal vertical hacia arriba,  $t_u$ ,  $p_u$  y  $q_u$ , respectivamente, de acuerdo con las ecuaciones de la tabla 11.2 y con ayuda de las figuras 11.2, 11.3, 11.4 y 11.5

La ecuación dada del valor de  $t_u$  aplica para los tramos de la tubería que se conservan rectos entre los puntos de anclaje. Para los tramos curvos que se desarrollan en las cercanías de la falla del terreno, se recomienda emplear los siguientes valores:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } \frac{H_C}{D_p} = 1.5 & t_{uc} = 2.4t_u \\ \text{Si } \frac{H_C}{D_p} = 3.5 & t_{uc} = 3.3t_u \end{array}$$

En estas relaciones,  $H_C$  es la profundidad de enterramiento de la tubería, medida de la superficie del terreno al lomo del mismo. Para otras combinaciones de  $H_C$  y  $D_p$  se pueden obtener de la tabla 11.1 presentada en los comentarios de este Manual.

Tabla 11.2. Parámetros de resistencia del terreno para considerar el efecto de interacción suelo–tubería.

Componente	Relación para tuberías enterradas	Nomenclatura
------------	-----------------------------------	--------------

<p>Axial (curvas t-x)</p>	$t_u = \begin{cases} \pi D_p \alpha S_u & \text{para arcillas} \\ \frac{\pi D_p}{2} \gamma H_C (1 + k_0) \tan c_k \phi & \text{para arenas} \end{cases}$	<p><math>S_u</math> Resistencia al cortante del suelo en condiciones no drenadas (figura 11.2)  <math>\alpha</math> Coeficiente empírico que varía en función de <math>S_u</math>  <math>\gamma</math> Peso unitario efectivo del suelo</p>
<p>Horizontal transversal (curvas p-y)</p>	$p_u = \begin{cases} S_u N_{ch} D_p & \text{para arcillas} \\ \gamma H_C N_{qh} D_p & \text{para arenas} \end{cases}$	<p><math>D_p</math> Diámetro externo de la tubería  <math>H_C</math> Profundidad de la superficie del suelo al eje central de la tubería  <math>k_0</math> Coeficiente de presión del suelo en condiciones de reposo  <math>\phi</math> Ángulo de resistencia al cortante del suelo</p>
<p>Vertical transversal (curvas q-z)</p>	<p>Dirección hacia arriba</p> $q_u = \begin{cases} S_u N_{cv} D_p & \text{para arcillas} \\ \gamma H_C N_{qv} D_p & \text{para arenas} \end{cases}$ <p>Dirección hacia abajo</p> $q_u = \begin{cases} S_u N_c D_p & \text{para arcillas} \\ \gamma H_C N_q D_p + \frac{1}{2} \gamma D_p^2 N_\gamma & \text{para arenas} \end{cases}$	<p><math>c_k</math> Factor que depende de las características de la superficie exterior y dureza de la tubería. Si la superficie exterior es lisa y el suelo es arenoso, <math>c_k</math> varía entre 0.5 y 0.7. Si la superficie es rugosa, el valor de <math>c_k</math> se encontrará entre 0.7 y 1.0  <math>N_{ch}</math> y <math>N_{qh}</math> Factor de capacidad de carga horizontal, por cohesión y sobrecarga respectivamente. (figura 11.3)  <math>N_{cv}</math> y <math>N_{qv}</math> Factor de capacidad de carga vertical, por cohesión y sobrecarga respectivamente. (figura 11.4)  <math>N_c</math>, <math>N_q</math>, y <math>N_\gamma</math> Factor de capacidad de carga vertical, por cohesión, sobrecarga y fricción respectivamente. (figura 11.5)</p>

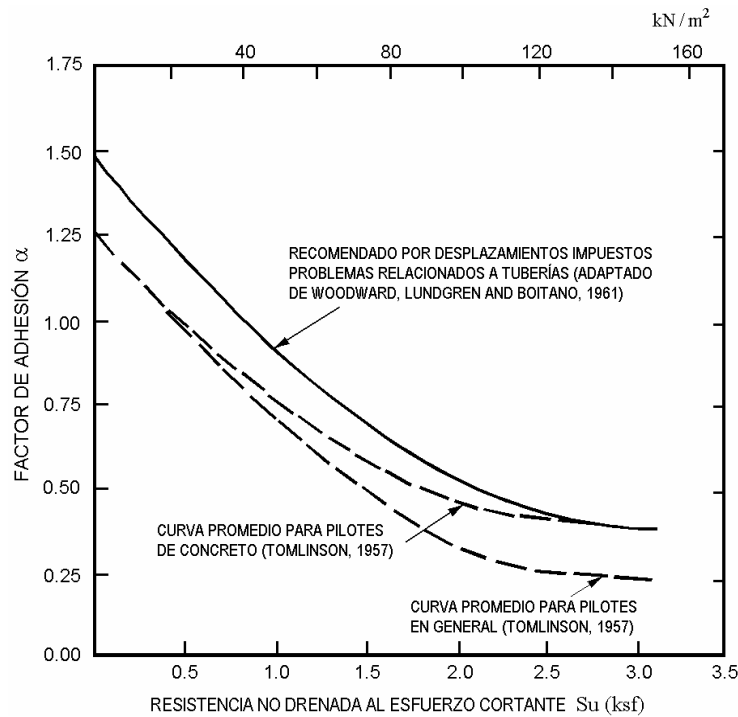


Figura 11.2. Factor de adhesión vs. resistencia no drenada al esfuerzo cortante.

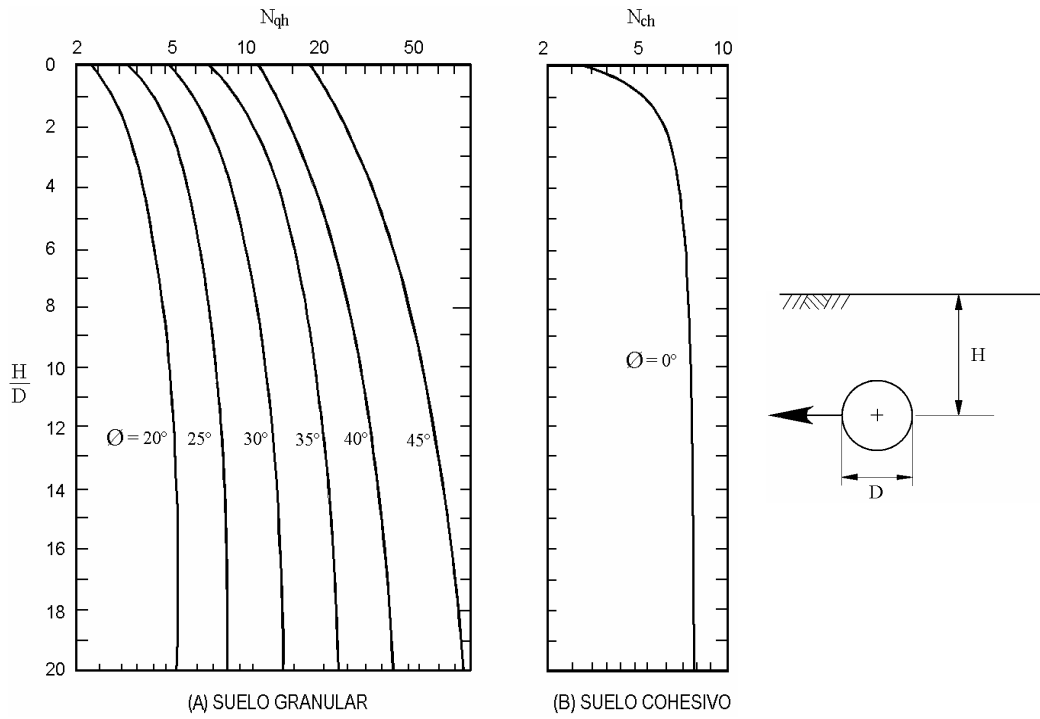


Figura 11.3 Factores de capacidad de carga  $N_{qh}$  y  $N_{ch}$ .

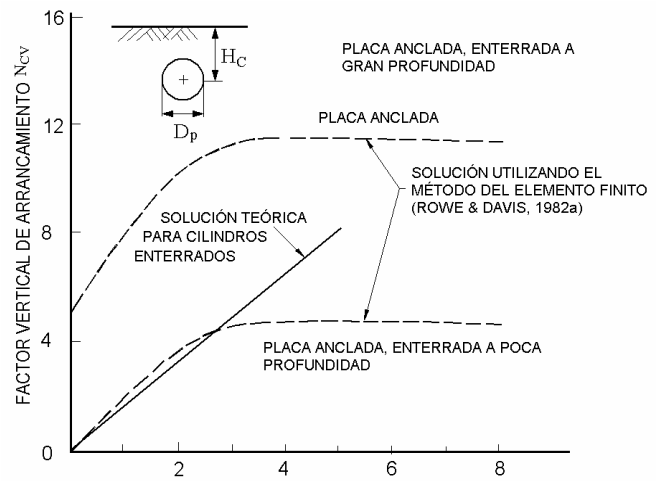
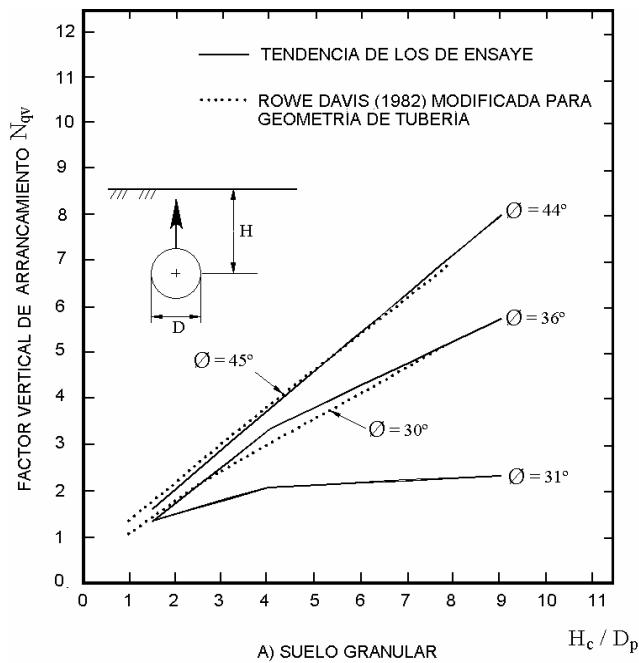


Figura 11.4 Factores de capacidad de carga  $N_{qv}$  y  $N_{cv}$ .

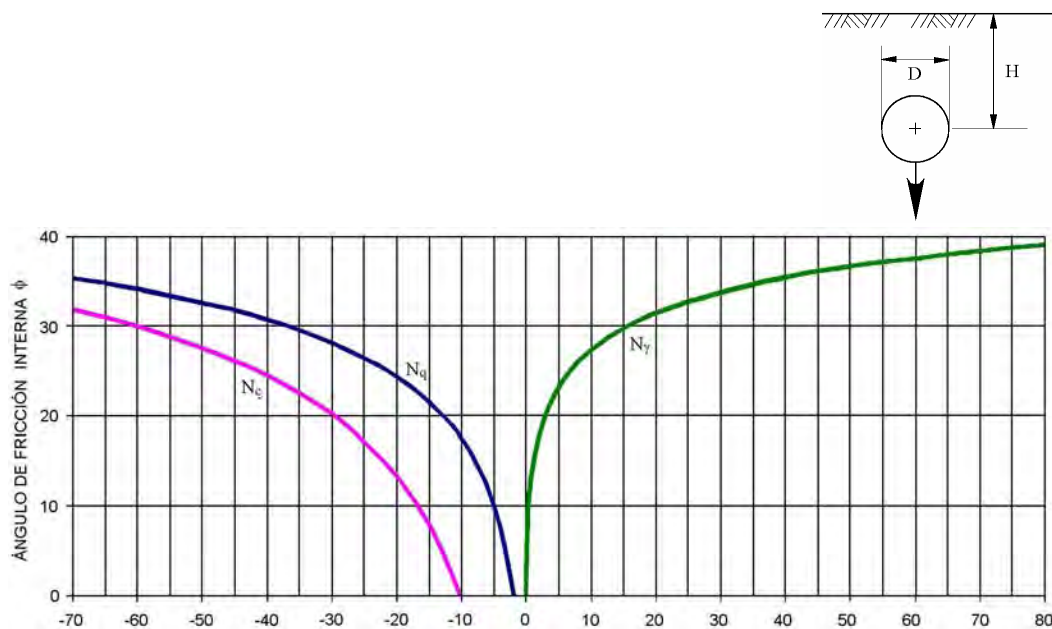


Figura 11.5 Factores de capacidad de carga  $N_q$  y  $N_c$ .

- 2) Se supone un valor del esfuerzo axial máximo  $\sigma_a$  en la tubería y se calcula la correspondiente fuerza axial máxima  $P$  en la tubería, en el cruce del mismo con la falla del terreno, mediante:

$$P = \sigma_a A_p \tag{11.24}$$

donde

$A_p$  es el área de la sección transversal de la tubería

- 3) Se considera que los radios de curvatura horizontal  $R_{cl}$  y vertical  $R_{cv}$  de los tramos curvos de la tubería adyacentes a la falla permanecen constantes, calculándose sus valores mediante las ecuaciones siguientes:

$$R_{cl} = \frac{PC_p}{p_u} \tag{11.25}$$

$$R_{cv} = \frac{PC_p}{q_u} \tag{11.26}$$

$$C_p = 1 - \frac{p_i \pi D_I^2}{4P} \tag{11.27}$$

donde

$p_i$  es la presión interna en la tubería

$D_I$  es el diámetro interno de la tubería

El coeficiente  $C_p$  es un factor que toma en cuenta el incremento en la curvatura originado por la presión interna, para la tubería sin rigidez a flexión, lo cual equivale a una reducción en el radio de curvatura, por ser éste inversamente proporcional a la curvatura.

- 4) Se calculan las deformaciones unitarias por tensión axial,  $\varepsilon_a$  y flexión  $\varepsilon_b$ , en cualquier sección transversal de la tubería dentro de su tramo curvo utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\varepsilon_a = \frac{\sigma_a}{E_i} \left[ 1 + \frac{\alpha}{1+r} \left( \frac{\sigma_a}{\sigma_y} \right)^r \right] \quad (11.28)$$

$$\varepsilon_b = \frac{D_p}{2R_{cl}} \quad (11.29)$$

donde el esfuerzo de fluencia,  $\sigma_y$ , y los factores  $\alpha$  y  $r$  se conocen como parámetros de Ramberg Oswood y dependen del tipo de acero de la tubería.

La deformación máxima  $\varepsilon_{max}$ , deberá estar limitada aproximadamente entre el 2% y 5% de la deformación a tensión de la tubería y se calcula por:

$$\varepsilon_{max} = \varepsilon_a + \varepsilon_b \quad (11.30)$$

- 5) Se calcula la elongación total requerida en la tubería,  $\Delta L_r$ , en función del movimiento en la falla. Lo anterior requiere evaluar primeramente la longitud de los tramos con curvatura horizontal y vertical,  $L_{cl}$  y  $L_{cv}$  respectivamente, a cada lado de la falla, por lo que:

$$L_{cl} = (\Delta Y R_{cl})^{1/2} \quad (11.31)$$

$$L_{cv} = (2 \Delta Z R_{cv})^{1/2} \quad (11.32)$$

$$\Delta L_r = \Delta X + \frac{\Delta Y^2}{3L_{cl}} + \frac{2 \Delta Z^2}{3 L_{cv}} \quad (11.33)$$

donde

$\Delta_x$ ,  $\Delta_y$  y  $\Delta_z$  son las componentes de desplazamiento en la falla

- 6) Se calculan las longitudes no ancladas a cada lado de la falla,  $L_1$  y  $L_2$ , requeridas para transferir al suelo circundante mediante fricción longitudinal la fuerza axial máxima,  $P$  en la intersección de la tubería con la falla mediante la ecuación:

$$L_1 = L_2 = \frac{P - t_{uc} L_{cl}}{t_u} + L_{cl} \quad (11.34)$$

- 7) Se calcula la elongación de la tubería  $\Delta L_a$ , con base en el esfuerzo axial máximo supuesto en el cruce de la tubería con la falla. El cálculo de dicha deformación total se lleva a cabo integrando las deformaciones unitarias axiales a lo largo de la tubería. La integración de las deformaciones  $\varepsilon_a$  se efectúa de manera independiente para los tramos curvos y rectos de la tubería entre los puntos de anclaje. La deformación total se obtiene entonces mediante la ecuación:

$$\Delta L_a = 2\Delta L_c + \Delta L_{S1} + \Delta L_{S2} \quad (11.35)$$

Los valores de  $\Delta L_c$ ,  $\Delta L_{S1}$  y  $\Delta L_{S2}$  se calculan mediante las ecuaciones siguientes, resultantes de la integración:

$$\Delta L_{S1} = \varepsilon_y \left\{ L_{s11} \left( \frac{B_s + B_{11}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r+2)} (B_s^{r+2} - B_{11}^{r+2}) \right\} \quad (11.36)$$

$$\Delta L_{S2} = \varepsilon_y \left\{ L_{s12} \left( \frac{B_s + B_{12}}{2} \right) + \frac{C}{h_s(r+2)} (B_s^{r+2} - B_{12}^{r+2}) \right\} \quad (11.37)$$

$$\Delta L_C = \varepsilon_y \left\{ L_{cl} \left( \frac{B_m + B_s}{2} \right) + \frac{C}{h_c(r+2)} (B_m^{r+2} - B_s^{r+2}) \right\} \quad (11.38)$$

En estas ecuaciones:

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= \frac{\sigma_y}{E_i} & L_{s12} &= L_2 - L_{cl} \\ C &= \frac{\alpha}{r+1} & B_m &= \frac{\sigma_a}{\sigma_y} \\ h_c &= \frac{t_{uc}}{A_p \sigma_y} & B_s &= B_m - h_c L_{cl} \\ h_s &= \frac{t_u}{A_p \sigma_y} & B_{11} &= B_s - h_s L_{s11} \\ L_{s11} &= L_1 - L_{cl} & B_{12} &= B_s - h_s L_{s12} \end{aligned} \quad (11.39)$$

- 8) Se obtiene la diferencia de  $\Delta L_a - \Delta L_r$ . Si el resultado no es razonablemente cercano a cero, se repite el procedimiento de análisis modificando el valor de  $\sigma_a$  según se requiera.

# **SECCIÓN 3.12**

## **ESTRUCTURAS TIPO 9**

### **PRESAS**





**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	191
3.12.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	193
3.12.1.1	Clasificación de presas según su estructura y tipo de material .....	193
3.12.1.2	Selección de sismos y combinaciones de carga .....	193
3.12.1.3	Clasificación de presas para fines de análisis sísmico .....	194
3.12.1.4	Criterios de diseño .....	196
3.12.1.5	Selección de métodos de análisis .....	199
3.12.1.6	Cálculo de bordo libre .....	201
3.12.2	MATERIALES.....	203
3.12.2.1	Concreto y mampostería .....	203
3.12.2.2	Tierra y enrocamiento .....	203
3.12.2.3	Susceptibilidad a la pérdida de resistencia .....	204
3.12.2.4	Propiedades dinámicas básicas de tierra y enrocamiento .....	205
3.12.3	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA.....	207
3.12.3.1	Interacción cortina–vaso–cimentación .....	207
3.12.3.2	Análisis hidrodinámico del vaso .....	210
3.12.3.3	Análisis de estabilidad.....	212
3.12.3.4	Análisis de esfuerzos y deformaciones .....	213
3.12.4	PRESAS DE GRAVEDAD.....	214
3.12.4.1	Consideraciones de análisis .....	214
3.12.4.2	Cálculo simplificado de efectos del vaso y la cimentación.....	215
3.12.4.3	Consideraciones de diseño .....	216
3.12.5	OTRAS PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA.....	217
3.12.5.1	Presas en arco .....	217
3.12.5.2	Presas de contrafuertes .....	219
3.12.6	ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO .....	220
3.12.6.1	Generalidades .....	220
3.12.6.2	Respuesta dinámica.....	221
3.12.6.3	Estabilidad sísmica.....	223
3.12.6.4	Deformación permanente sísmica.....	226
3.12.7	ANÁLISIS DETALLADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO .....	228
3.12.7.1	Generalidades.....	228
3.12.7.2	Análisis estático.....	229
3.12.7.3	Respuesta dinámica.....	229
3.12.7.4	Iniciación de pérdida de resistencia .....	231
3.12.7.5	Estabilidad sísmica.....	233
3.12.7.6	Deformación permanente sísmica.....	233
3.12.7.7	Estabilidad pos sísmica.....	234
3.12.7.8	Deformación permanente pos sísmica y otros daños pos sísmicos .....	234

---

3.12.8	ANÁLISIS COMPLETO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO .....	236
3.12.8.1	Generalidades .....	236
3.12.8.2	Modelo elastoplástico.....	237
3.12.8.3	Modelo no lineal directo .....	237
3.12.8.4	Modelo elastoplástico avanzado .....	238

## NOMENCLATURA

a, b y n	Parámetros de material	$E_{\text{corona}}$	Elevación de la corona que se usará en el diseño
$a_0$	Aceleración máxima del terreno	$E_{\text{cor.NAME}}$	Elevación de la corona estimada con base en NAME
$a_{1,2,3 \text{ max}}$	Aceleraciones máximas en la corona para el primer, segundo y tercer modos	$E_{\text{cor.NAMO}}$	$E_{\text{corona}}$ $E_{\text{corona}}$
$a_{\text{base,max}}$	Aceleración máxima en la base de la cortina	$E_{\text{NAME}}$	Elevación del NAME
$a_{\text{corona,max}}$	Aceleración máxima en la corona	$E_{\text{NAMO}}$	Elevación del NAMO
$a_i(t)$	Historia de aceleración en el fondo de la dovela	ESI	Índice de severidad sísmica
$a_p(t)$	Historia de aceleración promedio	$f'_t$	Resistencia a la tensión
{a}	Vector de aceleración	{ $f_{\text{ext}}$ }	Vector de fuerzas externa
A	Área sobre el cual el contrafuerte descansa	{ $f_{\text{int}}$ }	Vector de fuerzas interna
$A_p, L$	Parámetros adimensionales de material	{ $f_{\text{amort}}$ }	Vector de fuerzas de amortiguamiento
B	Ancho de la base de la cortina	F	Factor de seguridad
c	Cohesión que varía linealmente con la profundidad	$F_1$	Factor de seguridad contra la licuación
$c_0$	Cohesión en la corona	$F_a$	Fuerza hidrodinámica total
$c_R$	Coefficiente de amortiguamiento de Rayleigh	$F_d$	Factor de distancia
$c_1, c_2, c_3$	Constantes	$F_s$	Factor de seguridad
C	Velocidad del sonido en el agua	g	Aceleración de la gravedad
$C_1$	Factor adimensional que depende del tipo de la cortina, de su configuración geométrica y de la relación de Poisson del material de la cortina	G	Módulo de cortante
$C_0$	Constante	$G_f$	Módulo elástico cortante final
d	Bordo libre	$G_i$	Módulo de cortante inicial
$d_a$	Asentamiento de la cortina y cimentación por cargas no sísmicas	$G_{\text{max}}$	Módulo de cortante máximo
$d_{\text{as}}$	Asentamiento de la cortina y cimentación ante cargas sísmicas	$G^*$	Módulo de corte complejo
$d_{\text{ns}}$	Bordo libre por efectos no sísmicos	H	Altura total de la cortina, medida desde el nivel del desplante hasta el nivel de la corona
$d_o$	Asenso del oleaje por acción del viento	$H_a$	Altura del agua en el vaso medida desde el fondo o desde la superficie del sedimento si este se analiza explícitamente
$d_{\text{os}}$	Asenso del oleaje por acción sísmica	$H_s$	Espesor del sedimento
$d_r$	Reserva de seguridad por cargas no sísmicas	I	Momento de inercia del área A
$d_{\text{rs}}$	Reserva de seguridad ante cargas sísmicas	$I_p$	Índice de plasticidad
$d_s$	Bordo libre por efectos sísmicos	k	Rigidez
$d_v$	Sobre elevación del vaso por el viento	$k_h$	Coefficiente sísmico horizontal
$d_{\text{NAME}}$	Bordo libre correspondientes al NAME	$k_{\text{max}}$	Aceleración máxima del terreno como una fracción de la aceleración de gravedad
$d_{\text{NAMO}}$	Bordo libre correspondientes al NAMO	$k_v$	Coefficiente sísmico vertical
D	Factor adimensional	$k_y$	Coefficiente sísmico de fluencia o crítico
E	Módulo de elasticidad del material de la cortina	$K_{2,\text{max}}$	Parámetro adimensional que está listado en la tabla 12.14
$E_c$	Módulo de elasticidad del material de la cimentación	LL	Límite líquido
		m	Masa
		$m_i$	Masa de la dovela i
		$m(z)$	Distribución de la masa virtual en función de la coordenada vertical z medida desde el fondo del vaso o desde la superficie del sedimento

$m_s(z)$	Distribución de la masa virtual derivada del sedimento en función de la coordenada vertical $z$ medida desde el fondo del vaso	$\gamma_r$	Deformación al inicio de la descarga
		$\theta$	Ángulo central en radianes
		$\rho$	Densidad de la masa del material de la cortina
$M$	Magnitud de en la escala de Richter	$\rho_a$	Densidad de la masa del agua
$N$	Número de dovelas consideradas para la superficie de falla del estudio	$\rho_c$	Densidad de la masa del material de la cimentación rocosa
$N_1, N_2$	Números de estabilidad	$\rho_s$	Densidad de la masa del sedimento en el vaso
$(N_1)_{60}$	Resistencia de penetración estándar corregida	$\sigma$	Esfuerzo de tensión
$P_a$	Presión atmosférica	$\sigma'$	Esfuerzo efectivo normal en los planos de falla
$R$	Radio del arco	$\sigma_0'$	Esfuerzo confinante efectivo medio
$R_a$	Factor de corrección por los efectos de la presencia del vaso y la reflexión de ondas en el fondo del mismo	$\eta_c$	Coefficiente de amortiguamiento histerético del material
$R_c$	Factor de corrección por la rigidez relativa entre la cortina y la cimentación	$\tau$	Esfuerzo cortante
$Q$	Factor de comportamiento sísmico	$\tau_1$	Resistencia cíclica
$Q_s$	Empuje dinámico del azolve	$\tau_c$	Esfuerzo cortante cíclico generado en el sismo
$t$	Espesor del frente	$\tau_d$	Esfuerzo cortante dinámico
$t_0$	Espesor de la corona	$\tau_f$	Resistencia al corte
$t_{max}$	Espesor de la base de la cortina	$\tau_i$	Esfuerzo cortante inicial en un punto de la presa
$T_a$	Periodo fundamental del vaso sin interferencia de la cortina	$\tau_{max}$	Resistencia al corte máxima
$T_1$	Periodo fundamental de la cortina sin considerar la presencia del vaso	$\gamma_p$	Potencial de deformación
$T_1 T_2 T_3$	Periodos de vibración para el primer, segundo y tercer modos	$\tau_r$	Esfuerzo al inicio de la descarga Resistencia al corte no lineal
$\tilde{T}_1$	Periodo fundamental modificado	$\omega_1$	Frecuencia fundamental de la presa
$s$	Subpresión	$\zeta$	Amortiguamiento
$s_u$	Resistencia al corte no drenada	$\zeta_1$	Coefficiente de amortiguamiento viscoso de la cortina
$S_{a1} S_{a2} S_{a3}$	Aceleraciones espectrales para el primer, segundo y tercer modos	$\zeta_a$	Coefficiente de amortiguamiento adicional debido a la interacción cortina–vaso y la absorción del fondo del vaso
$v_s$	Velocidad de onda de corte	$\zeta_c$	Coefficiente de amortiguamiento adicional debido a la rigidez relativa entre la cortina y la cimentación
$V_c$	Velocidad de propagación de ondas de compresión del material de cimentación	$\tilde{\zeta}$	Coefficiente de amortiguamiento
$\alpha$	Coefficiente de reflexión de las ondas de presión en el fondo del vaso	$\vartheta$	Ángulo de inclinación del paramento con respecto al plano vertical
$\alpha_c$	Razón adimensional del incremento de la cohesión	$\Delta u$	Presión de poro
$\beta$	Ángulo de inclinación de talud	$\Psi$	Función de distribución con respecto a la profundidad normalizada $z/H_a$ que se calculará como una serie infinita
$\beta_R$	Constante de amortiguamiento de Rayleigh	$\Psi_s$	Función de distribución con respecto a la profundidad normalizada $z/H_s$ que se calculará como una serie infinita
$\phi'$	Ángulo de fricción interna	$\Omega$	Parámetro adimensional usado en la figura 12.6
$\gamma$	Deformación por cortante		
$\gamma_c$	Deformación por cortante cíclica		
$\gamma_i$	Deformación por cortante inicial		
$\gamma_m$	Peso volumétrico promedio de la presa		

### **3.12.1 CONSIDERACIONES GENERALES**

#### **3.12.1.1 Clasificación de presas según su estructura y tipo de material**

Los criterios de diseño sísmico que se proporcionan en esta sección son para los siguientes tipos de presas:

- a) PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA
- b) PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

#### **3.12.1.2 Selección de sismos y combinaciones de carga**

Se hará uso del programa PRODISIS para determinar la aceleración máxima del terreno en la localidad geográfica de la presa. Posteriormente, se seguirán las recomendaciones estipuladas para la construcción de los espectros de diseño de este Manual (sección 3.1). El espectro corresponderá al nivel de prevención de colapso en estructuras del grupo B. Este espectro se deberá multiplicar por el factor de 1.5 para tomar en cuenta la importancia de las presas, ya que por su seguridad, se consideran dentro del grupo A. Para el nivel de servicio, también llamado de operación, el espectro de prevención de colapso se dividirá por el factor de 5.5.

El nivel de servicio (sismo base de operación) está relacionado fundamentalmente con el funcionamiento de la presa. Para este nivel corresponden las acciones sísmicas que pueden provocar movimientos importantes en el sitio de la presa, a nivel de terreno rocoso, sin que ésta presente problemas de operación. Con el nivel de prevención del colapso (sismo máximo de diseño) se definen las acciones sísmicas con que se diseñarán las presas. En este caso, el diseño permitirá que las presas puedan sufrir daños estructurales importantes o pérdidas económicas cuantiosas, pero sin consecuencias catastróficas tales como la ruptura total o la evacuación descontrolada del vaso.

Las etapas de diseño comenzarán con el nivel de servicio y terminarán con la verificación de la seguridad de la estructura considerando el nivel de prevención de colapso. Para ambos sismos se definirá la aceleración y velocidad máximas del terreno y el espectro de diseño. Si los análisis se llevan a cabo utilizando un método paso a paso, también será necesario definir los acelerogramas que provengan de los espectros de diseño. Se recomienda generar por lo menos tres acelerogramas.

Si el sitio de la presa se encuentra instrumentado y se cuenta con el registro de algunos temblores, estos podrán emplearse para la generación de acelerogramas sintéticos. Deberán realizarse estudios sismológicos para determinar las características del sismo máximo de diseño con el fin de definir un correcto escalamiento de la fuente sísmica. Este ejercicio deberá suministrar historias de aceleración, velocidad y desplazamiento para terreno rocoso, así como los espectros de respuesta y diseño. Adicionalmente, para las presas de tierra y enrocamiento, se deberá proveer de una magnitud en la escala Richter y duración del sismo aún cuando no se definan los acelerogramas.

Cuando las cimentaciones son rocosas, los parámetros sísmicos del sitio se definirán a nivel de la roca basal. Cuando las cimentaciones no son rocosas se deberá tomar en cuenta la presencia del depósito de suelo y se deberá efectuar un estudio detallado sobre las condiciones sísmicas locales definiendo, además de los parámetros sísmicos mencionados, la capacidad de carga sísmica, las deformaciones inducidas, así como la variación espacial de las excitaciones sísmicas. Los parámetros sísmicos podrán definirse de dos maneras. Si en el análisis se incluye explícitamente el terreno blando, dichos parámetros deberán definirse al nivel de la roca basal. Cuando los parámetros

sísmicos quedan especificados en la superficie del depósito de suelo, se procederá a realizar un análisis de deconvolución para determinar los parámetros en la roca basal. Si el estudio está acotado al cuerpo de la cortina, los parámetros sísmicos se deberán suministrar a nivel de la base de la cortina, mismos que deberán ser afectados previamente por el efecto del depósito de la cimentación. Por la importancia que tiene la cimentación sobre la distribución de esfuerzos en la cortina se recomienda la primera consideración. En algunos casos, en los que se efectúa un análisis unidimensional de amplificación dinámica de la cortina, se podrán emplear los parámetros sísmicos con el efecto del sitio. Dichos parámetros se especificarán en la base de la cortina.

Se definirán dos condiciones de carga. La primera se denomina carga sísmica inusual, que es la resultante de una combinación de cargas inusuales y el sismo correspondiente al nivel de servicio. La segunda se llama carga sísmica extrema, que es la resultante de una combinación de cargas normales y el sismo correspondiente al nivel de prevención de colapso. Las condiciones de carga normales, a las que operan con mayor frecuencia las presas, no siempre corresponden al NAMO. Por citar un ejemplo, la condición más crítica del talud aguas arriba de las presas de tierra y enrocamiento, aún sin el efecto de vaciado rápido, no siempre resultará ser el nivel más alto del vaso. Las combinaciones de carga sísmicas deberán tomar en cuenta estos escenarios.

Se deberán considerar todas las combinaciones de carga normales e inusuales posibles tomando la precaución de eliminar aquellas en que sea pequeña la probabilidad de que las cargas se presenten, de manera simultánea, con los sismos. Aparte de los dos niveles de diseños mencionados y las posibles combinaciones de carga definidas, se analizarán los peligros naturales particulares del sitio que estén relacionados con los aspectos de la sismicidad inducida, deslizamiento y fallas en el vaso, fallas activas en la boquilla, tsunami u oleajes sísmicos.

Los efectos hidrodinámicos del vaso se tendrán que considerar para las presas de concreto y mampostería como se detalla en las secciones 3.12.3.1 y 3.12.3.2. En las presas de tierra y enrocamiento no se considerarán los efectos hidrodinámicos del vaso con excepción de las presa de enrocamiento con cara de concreto. En estas se aplicará el modelo de la masa virtual. No se tomará en cuenta la influencia de los sismos ni la del oleaje generado por los mismos, sobre las presiones de filtración o subpresión. Los efectos dinámicos de los azolves no se considerarán salvo en las presas altas con azolves de gran espesor.

Con excepción de las presas construidas en boquillas angostas donde la longitud de la cortina es menor que tres veces su altura, las presas se podrán analizar bidimensionalmente tomando una longitud unitaria. Los efectos tridimensionales serán importantes en las presas con cara de concreto si se desea conocer el comportamiento de la cara de concreto, independientemente de la forma de la boquilla. Los análisis tridimensionales también serán necesarios en presas en arco o de contrafuertes.

### **3.12.1.3 Clasificación de presas para fines de análisis sísmico**

Para fines de su análisis y diseño las presas se clasificarán por cuatro conceptos: potencial de pérdida de resistencia al corte de los materiales, daño potencial a la zona aguas abajo, altura y sismicidad del sitio (tablas 12.1 a 12.4).

Tabla 12.1. Clasificación de los materiales de la cimentación y de las cortinas de tierra y enrocamiento, según su potencial de pérdida de resistencia al corte.

Material	Descripción
Sin pérdida de resistencia	Los materiales que están saturados y sujetos a acciones cíclicas sufren reducción insignificante en la resistencia al corte, con baja generación del exceso de presión de poro o acumulación de deformaciones residuales.
Con pérdida de resistencia	Los materiales que están saturados y sujetos a acciones cíclicas sufren reducción desde pequeña hasta significativa en la resistencia al corte, con importante generación del exceso de presión de poro o acumulación de deformaciones residuales.

Tabla 12.2. Clasificación de presas según su daño potencial a la zona aguas abajo.

Daño potencial	Pérdida de vidas humanas	Daños materiales
Alto	Considerables	Pérdidas económicas altas que corresponden a daños en zonas residenciales, comerciales o industriales, caminos y vías de ferrocarril principales e instalaciones públicas importantes, así como daños importantes en los recursos naturales.
Medio	Posibles pero escasas	Pérdidas económicas medianas que corresponden a daños en casas aisladas, caminos y vías de ferrocarril secundarios, interrupción de servicios públicos, así como daños moderados en los recursos naturales.
Bajo	Ninguna	Pérdidas económicas mínimas que corresponden a daños moderados en la agricultura y caminos vecinales, así como daños mínimos en los recursos naturales.

Tabla 12.3. Clasificación de sitios para presas según la sismicidad.

Sismicidad	Aceleración máxima del terreno ( $a_0$ ) en g
Baja	$< 0.1$
Media	$0.1 \leq a_0 \leq 0.4$
Alta	$> 0.4$

Tabla 12.4. Clasificación de presas según su altura.

Altura	Altura de la cortina (m)
Baja	$< 15$
Media	$15 \leq \text{altura} \leq 30$
Alta	$> 30$

Los materiales sin pérdida de resistencia son aquellos que, durante cargas cíclicas y en estado de saturación, experimentan una reducción insignificante en la resistencia al corte, baja generación de exceso de presión de poro o escasa acumulación de deformaciones residuales. Las arcillas y enrocamientos son materiales típicos de este grupo. Por su muy baja permeabilidad, las arcillas saturadas no permiten la disipación del exceso de presión de poro que se genera bajo cargas dinámicas, no obstante su resistencia no drenada estática se mantiene intacta. En el otro extremo, los



materiales granulares gruesos poseen alta permeabilidad por la que no se acumulan excesos de presión de poro durante las cargas sísmicas y se conservan las resistencias drenadas en términos de esfuerzos efectivos. En este grupo de materiales, de carácter dilatante, las deformaciones cíclicas son pequeñas.

Los materiales con pérdida de resistencia sufren deformaciones cíclicas con acumulación de exceso de presión de poro o de deformación residual significativa permitiendo deformaciones sísmicas y pos sísmicas de gran magnitud. La resistencia al corte dinámica se reduce de manera apreciable con respecto a la que se experimenta bajo condiciones estáticas. La mayoría de suelos saturados están catalogados en este grupo. Sin embargo, en arenas sueltas uniformes saturadas, la resistencia se reduce a tal grado que solamente la resistencia residual no drenada es la que se conserva a grandes deformaciones. Estos materiales se refieren comúnmente como materiales con pérdida de resistencia por flujo. Se conoce que pueden ser gravas e incluso materiales con cierto contenido de finos si estos son de naturaleza contractiva.

Para el daño potencial asociado de presas se considerarán las consecuencias negativas que pudiera producir la ruptura de presas sobre la zona aguas abajo. Pueden ser por pérdidas de vidas humanas o por daños materiales. El daño potencia de una presa se evaluará por medio de análisis de riesgo de falla.

#### **3.12.1.4 Criterios de diseño**

Los materiales con pérdida de resistencia al corte no se deberán usar para la construcción de presas. Los depósitos de cauce que tengan características similares deberán descartarse como sitios de cimentación. Si en las presas existentes se detecta la presencia de dichos materiales se deberá estudiar la posibilidad de su reemplazo o mejoramiento para reducir su potencial de pérdida de resistencia al corte.

Se deberá tomar en cuenta la influencia del oleaje sísmico sobre la seguridad de presas. A falta de estudios sobre el oleaje sísmico se deberá asignar un margen de bordo libre entre 0.5 y 1.5 m, valor que deberá agregarse a la pérdida de bordo libre calculada en el análisis de la deformación permanente sísmica. Si existe la posibilidad de deslizamiento de laderas de gran extensión dentro del vaso se deberá estudiar el alcance del oleaje, que éste pudiera ocasionar sobre la cortina.

Para presas de concreto y mampostería se deberán examinar los siguientes aspectos.

**Estabilidad contra volteo.** Se definirá el factor de seguridad contra volteo como el cociente entre el momento resistente y el momento actuante, calculados con respecto al centro de rotación que se encuentra al pie aguas abajo. La base de la cortina se define sobre un plano horizontal. En la tabla 12.5 se definen los factores de seguridad mínimos. El volteo de la estructura estará acompañado por los esfuerzos excesivos, por la tensión que se exhibe en la parte aguas arriba y por la compresión en la parte aguas abajo. Cuando los factores de seguridad contra volteo no se cumplan, se deberá poner especial atención en el cálculo de los esfuerzos en ambas partes.

**Estabilidad contra deslizamiento.** Se definirá el factor de seguridad como el cociente entre las fuerzas laterales resistentes y las fuerzas actuantes sobre cualquier plano. Los planos considerados podrán ser horizontales o inclinados y podrán encontrarse en el interior del cuerpo de la cortina, en el

contacto cortina–cimentación o dentro del macizo rocoso. Como se indica en la tabla 12.5, los factores de seguridad se definirán para tres combinaciones de carga y para tres localizaciones de los planos de falla. Para usar estos factores se deberán considerar el coeficiente de fricción y la cohesión. Si se supone una condición de cohesión nula, los factores de seguridad se reducirán en consecuencia.

Tabla 12.5. Factores de seguridad.

Concepto	Combinaciones de carga		
	Normal	Inusual	Extrema
Estabilidad contra volteo	1.5	1.25	1.1
Estabilidad contra deslizamiento considerando cohesión y fricción			
Concreto masivo	3.0	2.0	> 1.0
Interfaz concreto–roca	3.0	2.0	> 1.0
Roca	4.0	2.7	1.3
Estabilidad contra deslizamiento sin considerar la cohesión	1.1	1.05	>1.0
Esfuerzo de compresión			
Concreto masivo	3.0	2.0	1.0
Cimentación rocosa	4.0	2.7	1.3
Esfuerzo de tensión			
Concreto masivo	3.0	2.0	1.0
Cimentación rocosa	*	*	*

\*La cimentación rocosa no es capaz de resistir los esfuerzos de tensión.

**Margen de seguridad contra esfuerzos excesivos.** Los esfuerzos de compresión se revisarán comparando los esfuerzos principales menores y la resistencia del material a la compresión. El factor de seguridad se definirá como el cociente entre la resistencia y el esfuerzo actuante. Los esfuerzos de tensión se revisarán comparando los esfuerzos principales mayores y la resistencia a la tensión. Si los esfuerzos en cuestión están definidos en un determinado plano, como por ejemplo, a lo largo del contacto cortina–cimentación o de los planos de liga en las presas de concreto compactado con rodillos, se revisarán los esfuerzos normales a estos planos. El factor de seguridad para el esfuerzo de tensión se define como

$$F_s = \frac{f'_t - s}{\sigma} \quad (12.1)$$

donde

- $f'_t$  es la resistencia a la tensión
- $s$  es la subpresión
- $\sigma$  es el esfuerzo de tensión

Los valores mínimos del factor de seguridad para los esfuerzos de tensión se presentan en la tabla 12.5. Tomando en cuenta los factores de seguridad así calculados, se definirán las zonas de agrietamiento. Se considerará que los materiales rocosos de la cimentación no tienen resistencia a la tensión. Todos los esfuerzos se deberán calcular adoptando, que los esfuerzos de tensión son positivos. Los criterios expuestos han sido establecidos principalmente para las presas de gravedad y del tipo contrafuerte. Éstos mismos serán aplicables para las presas de arco. Como en estas presas

los esfuerzos están orientados en los sentidos del arco y del cantilever, los esfuerzos principales mayores y menores mencionados se sustituirán por los esfuerzos de tensión y de compresión en las dos direcciones.

**Condiciones de servicio.** Las condiciones permisibles de servicio tales como niveles máximos de desplazamiento, velocidad y aceleración deberán establecerse de acuerdo con las especificaciones de los equipamientos en cada proyecto. En la actualidad se conoce poco acerca de las condiciones límite de los desplazamientos permanentes de cortinas de concreto y mampostería. Dichas condiciones límite deberán especificarse de acuerdo con las condiciones particulares de cada proyecto.

Para presas de tierra y enrocamiento se deberán examinar los siguientes aspectos: respuesta dinámica, estabilidad sísmica, deformación permanente sísmica, estabilidad pos sísmica, deformación permanente pos sísmica y otros daños. En todos los estudios se deberá considerar la cimentación y empotramiento de la presa. Será recomendable incluir el depósito natural del cauce en el modelo de la cortina. La pérdida de resistencia al corte de los materiales es la principal causa de las fallas de presas ante eventos sísmicos y deberá considerarse, o en su caso descartarse con una adecuada justificación, para todos los análisis.

**Respuesta dinámica.** En el análisis, se determinarán historias de aceleración, deformación y esfuerzo y periodos de vibración, incluido el fundamental, así como valores de amortiguamiento de la presa. Deberán especificarse en cada análisis, las condiciones iniciales a las que está sujeta la presa antes del comienzo del sismo. Estas condiciones podrán obtenerse al final de la construcción, a largo plazo o en el proceso de consolidación. A fin de estimar dichas condiciones se deberá realizar un estudio del comportamiento estático de la presa.

**Estabilidad sísmica.** Se evaluará la seguridad contra fallas por cortante de los taludes del cuerpo de la cortina y taludes naturales en el vaso, que estarán sujetos a las cargas sísmicas. La falla por cortante de la cimentación también será objeto de investigación. Se recurrirá a la hipótesis de carga pseudoestática, utilizando coeficientes sísmicos. El factor de seguridad se definirá como el cociente mínimo entre la resistencia al esfuerzo cortante resistente y los esfuerzos cortantes desarrollados por los mecanismos de falla previamente identificados a lo largo de la superficie de falla más desfavorable. La condición de aceptación de la estabilidad sísmica estará en función de la definición de los coeficientes sísmicos para el análisis de la estabilidad, la reducción en la resistencia al corte de los materiales, el factor de seguridad y los desplazamientos inducidos tolerables. Si los coeficientes sísmicos se definen como la mitad del coeficiente de la aceleración máxima del sitio y se acepta que los parámetros de resistencia al corte estática puedan tener una reducción máxima del 20% y los desplazamientos tolerables son del orden 1 m, el factor de seguridad aceptable es 1.2 para los sismos de servicio y 1.0 para los sismos de prevención de colapso. El análisis pseudoestático de estabilidad será aplicable a las presas que sólo contienen materiales sin pérdida de resistencia.

**Deformación permanente sísmica.** Es la acumulación de deformaciones y desplazamientos plásticos generados por efectos de inercia de las fuerzas sísmicas y la compactación dinámica del material. Puede expresarse como el movimiento acumulado de un bloque masivo de falla, deformaciones distribuidas en el cuerpo de la cortina o asentamientos. La deformación permanente deberá estimarse suponiendo que los materiales de la cortina son de bajo potencial de pérdida de resistencia. La deformación estimada servirá para precisar la pérdida de bordo libre por sismo. La

pérdida de bordo libre o asentamiento, estimado por el concepto de deformación permanente sísmica, deberá ser menor que el valor permisible de pérdida de bordo libre por sismo. El deslizamiento de bloques de falla no deberá ser mayor que 1.0 m.

**Estabilidad pos sísmica.** Cuando parte de los materiales de la presa tiene potencial de pérdida de resistencia, se deberá evaluar y estimar la estabilidad de la presa bajo las cargas estáticas. La causa principal de los cambios en la resistencia es el fenómeno de licuación o pérdida de resistencia, cuya susceptibilidad e iniciación deberán conocerse previo al estudio de estabilidad pos sísmica. Si dicha estabilidad se evalúa por medio de los métodos tradicionales de estabilidad de taludes y se hace una estimación de reducciones en la resistencia al corte de los materiales, los factores de seguridad mínimos deberán ser 1.2 y 1.0, para los sismos de servicio y de prevención de colapso, respectivamente.

**Deformación permanente pos sísmica.** Se producirá por las reducciones en las resistencias al corte de los materiales con potencial de pérdida de resistencia. Se evaluará en un análisis estático considerando los cambios en las propiedades de los materiales. La deformación permanente pos sísmica estimada deberá compararse con la pérdida de bordo libre tolerable.

Se deberá estudiar la posibilidad de la ocurrencia de aquellos daños sísmicos que no se han mencionado, como son agrietamientos, daños en elementos estructurales y filtraciones, entre otros aspectos. El potencial de agrietamiento se definirá en términos de valores umbrales de esfuerzos o deformaciones de tensión. Las zonas de agrietamiento potenciales son cuerpos de material cohesivo, contactos entre el cuerpo de la cortina y las laderas, o entre los materiales térreos y el concreto. En presas con cara de concreto se pueden hallar agrietamientos en las losas de concreto, juntas entre bloques de losas o juntas entre las losas y el plinto.

### 3.12.1.5 Selección de métodos de análisis

Los métodos de análisis se catalogan en tres tipos de acuerdo a su complejidad: Simplificado, Detallado y Completo. En las tablas 12.6 y 12.7 se presentan los datos que se requieren de los materiales y el tipo de sismo para cada método de análisis, así como los alcances de los mismos, para la clasificación de presas consideradas en este Manual. En las tablas 12.8 y 12.9 se presentan las características principales de cada uno de los análisis, mismas que se catalogan de acuerdo a los diferentes aspectos del estudio.

Tabla 12.6. Requerimientos y alcances para el análisis de presas de concreto y mampostería.

	Análisis simplificado	Análisis detallado	Análisis completo
Datos sísmicos	Espectro de diseño, aceleraciones máximas		Adicionalmente, acelerogramas
Datos de material	Resistencia a la tensión y a la compresión, módulos de elasticidad dinámicos		
Alcances de análisis	Esfuerzos máximos, factores de seguridad		Adicionalmente, zonas de plastificación y agrietamiento, propagación de grietas, deformación permanente

Tabla 12.7. Requerimientos y alcances para el análisis de presas de tierra y enrocamiento.

	<b>Análisis simplificado</b>	<b>Análisis detallado</b>	<b>Análisis completo</b>
Datos sísmicos	Espectro de diseño, magnitud de sismo, aceleración máxima	Adicionalmente, acelerogramas	
Datos de material	Resistencia al corte estática, variación de rigidez dinámica y amortiguamiento, relación de Poisson	Adicionalmente, resistencia al corte cíclica, generación en exceso de presión de poro	Adicionalmente, resistencia residual, modelo constitutivo no lineal
Alcances de análisis	Respuesta dinámica, estabilidad sísmica, deformación permanente sísmica	Adicionalmente, estabilidad pos sísmica, deformación permanente pos sísmica, otros daños pos sísmicos	

Tabla 12.8. Características de los análisis para presas de concreto y mampostería.

	<b>Análisis simplificado</b>	<b>Análisis detallado</b>	<b>Análisis completo</b>
Estabilidad	Volteo/Deslizamiento		
Interacción	Masa virtual	Subestructura	Sistema integral
Esfuerzo–deformación	Espectro de respuesta	Dominio de la frecuencia	Paso a paso

Tabla 12.9. Características de los análisis en presas de tierra y enrocamiento

	<b>Análisis simplificado</b>	<b>Análisis detallado</b>		<b>Análisis completo</b>	
		<b>Material sin pérdida de resistencia</b>	<b>Material con pérdida de resistencia</b>	<b>Material sin pérdida de resistencia</b>	<b>Material con pérdida de resistencia</b>
Respuesta dinámica	Espectro de respuesta	Dominio de la frecuencia con modelo lineal equivalente		Paso a paso con modelo elastoplástico	Paso a paso con modelo no lineal directo o elastoplástico avanzado
Estabilidad sísmica	Cartas de diseño	Estabilidad seudoestática sin cambio de propiedades			
Deformación permanente sísmica	Ecuaciones empíricas	Método de Newmark sin cambio de propiedades			
Estabilidad pos sísmica	–	–	Estabilidad estática con cambio de propiedades		
Deformación permanente pos sísmica	–	–	Análisis esfuerzo–deformación estático con cambio de propiedades		

La selección de los métodos de análisis para un determinado proyecto dependerá de cuatro factores mencionados al principio: potencial de pérdida de resistencia de los materiales, daño potencial, sismicidad del sitio y altura de la presa. Dependiendo de la combinación de estos factores, se seleccionará el tipo de análisis de acuerdo con la tabla 12.10.

Tabla 12.10. Selección de métodos de análisis

			Material						
			Sin pérdida de resistencia			Con pérdida de resistencia			
			Altura						
			Baja	Media	Alta	Baja	Media	Alta	
Sismicidad	Baja	Daño potencial	Bajo	S	S	S	D	D	D
			Medio	S	S	D	D	D	C
			Alto	S	D	D	D	C	C
	Media		Bajo	S	S	D	D	D	C
			Medio	S	D	D	D	C	C
			Alto	D	D	C	C	C	C
	Alta		Bajo	S	D	D	D	C	C
			Medio	D	D	C	C	C	C
			Alto	D	C	C	C	C	C

S = Análisis simplificado, D = Análisis detallado, C = Análisis completo

### 3.12.1.6 Cálculo de bordo libre

La cota de la corona de una presa se calculará tomando el valor máximo del cálculo de dos elevaciones estimadas con base en el NAMO y NAME, respectivamente. Esto es,

$$E_{\text{corona}} = \max(E_{\text{cor,NAME}}, E_{\text{cor,NAMO}}) \quad (12.2)$$

donde

- $E_{\text{corona}}$  es la elevación de la corona que se usará en el diseño
- $E_{\text{cor,NAME}}$  es la elevación de la corona estimada con base en el NAME
- $E_{\text{cor,NAMO}}$  es la elevación de la corona estimada con base en el NAMO

Las elevaciones  $E_{\text{cor,NAME}}$  y  $E_{\text{cor,NAMO}}$  se calcularán de acuerdo con

$$E_{\text{cor,NAME}} = E_{\text{NAME}} + d_{\text{NAME}} \quad (12.3a)$$

$$E_{\text{cor,NAMO}} = E_{\text{NAMO}} + d_{\text{NAMO}} \quad (12.3b)$$

donde

- $E_{\text{NAME}}, E_{\text{NAMO}}$  son las elevaciones correspondientes al NAME y NAMO
- $d_{\text{NAME}}, d_{\text{NAMO}}$  son el bordo libre correspondientes al NAME y NAMO

El bordo libre para cada condición del nivel de agua será el valor máximo de la estimación del bordo libre debido efectos no sísmicos y el correspondiente a las acciones sísmicas. Esto es,

$$d = \max(d_{\text{ns}}, d_{\text{s}}) \quad (12.4)$$

donde

- $d$  es el bordo libre
- $d_{\text{ns}}$  es el bordo libre por efectos no sísmicos
- $d_{\text{s}}$  es el bordo libre por efectos sísmicos

El bordo libre por efectos no sísmicos estará formado por las componentes:

$$d_{ns} = d_v + d_o + d_a + d_r \quad (12.5)$$

donde

- $d_a$  es el asentamiento de la cortina y cimentación ante cargas no sísmicas
- $d_o$  es el ascenso del oleaje por acciones del viento
- $d_r$  es la reserva de seguridad ante cargas no sísmicas
- $d_v$  es la sobre elevación del vaso por el viento

El bordo libre por efectos sísmicos se calculará con base en cuatro componentes:

$$d_s = d_a + d_{os} + d_{as} + d_{rs} \quad (12.6)$$

donde

- $d_{as}$  es el asentamiento de la cortina y cimentación ante cargas sísmicas
- $d_{os}$  es el ascenso del oleaje por acciones sísmicas
- $d_{rs}$  es la reserva de seguridad ante cargas sísmicas

El asentamiento calculado ante cargas no sísmicas se acumulará para el cálculo del bordo libre debido a efectos sísmicos.

El cálculo del bordo libre por efectos sísmicos se realizará tomando en cuenta dos niveles de intensidad sísmica que son el Sismo de Operación de Diseño (SOD) y Sismo de Prevención de Colapso (SPC). Para efectuar el cálculo del bordo libre, expresado en la ecuación 12.5, el bordo libre correspondiente al primer sismo (SOD) se combinará con el bordo libre no sísmico calculado con base en el NAME, y el bordo libre obtenido del segundo sismo (SPC) se acoplará con el bordo libre estimado con el NAMO. En la tabla 12.11 se muestran estas dos combinaciones.

Tabla 12.11. Combinaciones de carga para el cálculo de bordos libres

	Cálculo del bordo libre para la condición	
	NAME	NAMO
Nivel del agua	NAME	NAMO
Sismo	Sismo de operación de diseño	Sismo de prevención de colapso

Los bordos libres deberán ser suficientemente grandes para evitar desbordamiento ante eventos de oleaje sísmico. Se recomienda los siguientes bordos libres mínimos en función de la altura de la cortina.

Tabla 12.12. Bordos libres mínimos

Altura de la cortina (m)	Bordo libre mínimo (m)
< 50 m	1.0
$50 \leq \text{altura} \leq 100$ m	2.0
> 100 m	2.5

### 3.12.2 MATERIALES

### 3.12.2.1 Concreto y mampostería

La mejor forma de conocer las características dinámicas de los materiales que forman las cortinas de concreto y mampostería será a través de la realización de pruebas dinámicas en un modelo a escala o en pruebas de laboratorio. En ausencia de datos experimentales específicos para un determinado proyecto se tomarán como base los datos experimentales que se obtengan bajo condiciones estáticas extrapolados a las propiedades dinámicas. Se podrá considerar un incremento del 80% en los módulos de elasticidad estáticos para su uso en los análisis dinámicos. Los parámetros de resistencia de compresión y de tensión dinámicos también se incrementarán con respecto a las condiciones estáticas. Dicho incremento podrá llegar hasta un 50%, aunque se considere, por lo general, solamente un 30%. Los parámetros de resistencia al esfuerzo por cortante no se modificarán por los efectos dinámicos. Bajo condiciones estáticas y dinámicas se considerará que el coeficiente de fricción sea, por lo general, igual a 1.0 y la cohesión igual al 10% de la resistencia a compresión estática. En el uso de los espectros de diseño para el análisis de presas de concreto y mampostería no se aplicará el factor de comportamiento sísmico  $Q$ .

### 3.12.2.2 Tierra y enrocamiento

Para fines de análisis y diseño sísmico de presas de tierra y enrocamiento, los materiales de construcción y depósitos naturales de la cimentación se catalogarán en materiales con o sin pérdida de resistencia. La pérdida de resistencia puede ser por flujo o por movilidad cíclica.

Los materiales sin pérdida de resistencia son aquellos que no son susceptibles a la pérdida de resistencia, durante cargas cíclicas (ver sección 3.12.1.3).

Los materiales con pérdida de resistencia por flujo sufren deformaciones cíclicas de gran magnitud, adquiriendo valores sumamente bajos de resistencia no drenada residual. Llegan a alcanzar un estado de colapso o flujo en el que se experimenta una generación considerable del exceso de presión de poro. De este grupo de materiales son típicamente las arenas sueltas uniformes saturadas, pero también pueden ser gravas e incluso materiales con cierto contenido de finos, si éstos son de naturaleza contractiva.

La mayoría de suelos saturados son materiales con pérdida de resistencia por movilidad sísmica. Son materiales que aparentemente sufren un colapso a pequeñas deformaciones por cortante cíclico, escenario que guarda similitud con el estado de pérdida de resistencia por flujo, pero recupera gradualmente su resistencia no drenada a grandes deformaciones. Se destacan por la generación del exceso de presión de poro que se deberá considerar en el análisis. Su resistencia no drenada se reduce con respecto a la condición estática en un porcentaje no despreciable.

La identificación de los grupos de material mencionados formará el primer paso para llevar a cabo cualquier procedimiento de análisis. La identificación de la susceptibilidad e iniciación de pérdida de resistencia será básica para catalogar los materiales. No todos los métodos de análisis son aplicables para cualquier tipo de material. En la tabla 12.10 se presentan los métodos de análisis y aspectos que se deben considerar para cada tipo de material.

En el análisis de presas de tierra y enrocamiento no se aplicará el factor de comportamiento sísmico  $Q$  a los espectros de diseño.



### 3.12.2.3 Susceptibilidad a la pérdida de resistencia

No todos los suelos son susceptibles a la pérdida de resistencia, aún cuando estén sujetos a una excitación sísmica fuerte, sin embargo, en los suelos que presentan la pérdida de resistencia, ésta puede ocurrir bajo condiciones meramente estáticas, como suele presentarse en rellenos hidráulicos. Cuando se identifique un suelo susceptible, se tendrán que realizar otros estudios para determinar bajo qué combinación de condiciones geológicas, geotécnicas, sismológicas e hidráulicas inicia la pérdida de resistencia.

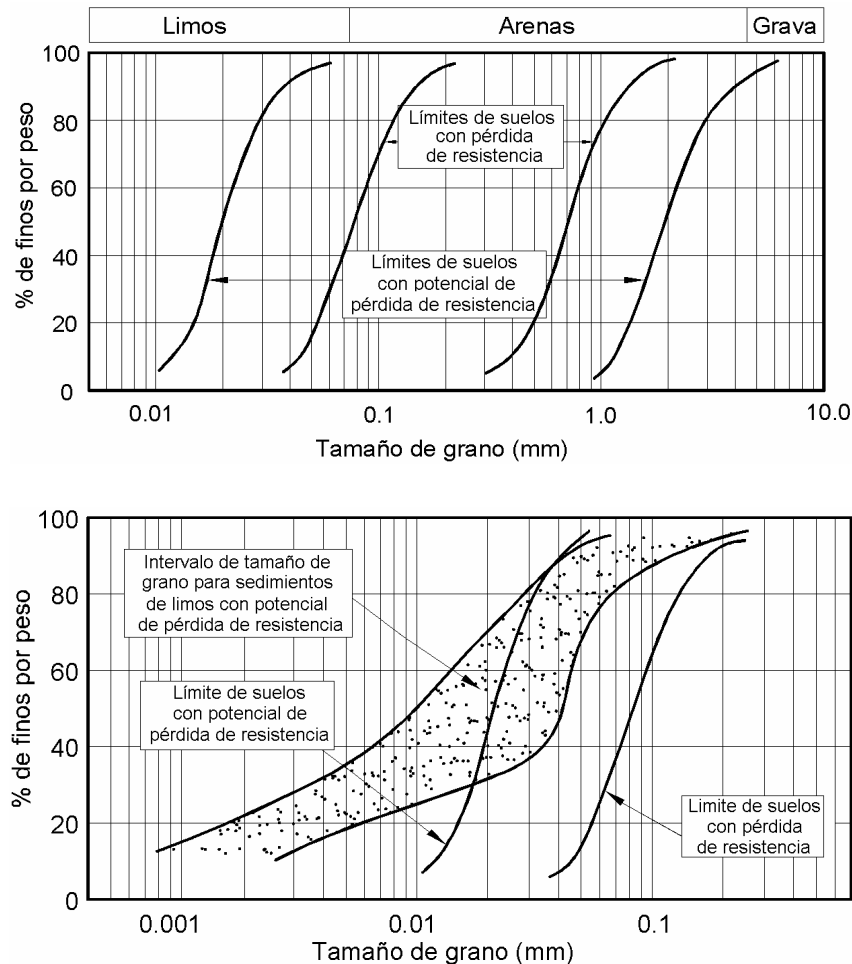


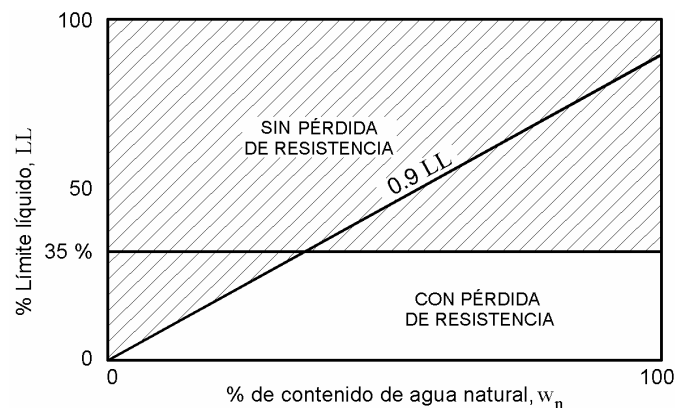
Figura 12.1. Curvas de granulometría para arenas y gravas.

La identificación de la susceptibilidad a la pérdida de resistencia en depósitos naturales o bancos de material se llevará a cabo mediante la recopilación de datos históricos y geológicos. En México se han reportado suelos con pérdidas de resistencia en los estados de Michoacán, Chiapas, Veracruz, Puebla y Colima. Son susceptibles los suelos fluviales, suelos coluviales y eólicos, si estos están saturados. La pérdida de resistencia también se presenta, aunque de forma menos consistente, en abanicos y planicies aluviales, terrazas, playas y estuarios. En un suelo con formación joven es más susceptible que el de mayor edad. Las propiedades índices se podrán emplear para identificar la susceptibilidad a la pérdida de resistencia. En arenas y gravas se podrán emplear las curvas granulométricas (figura 12.1). Para determinar la posibilidad de pérdida de resistencia en suelos con finos se recomendará el uso de la tabla 12.13. En la figura 12.2 se ilustra la zona de suelos sin pérdida de resistencia.

Tabla 12.13. Criterios de pérdida de resistencia en suelos con finos.

Criterios	Valor
Porcentaje de finos menores que 0.005 mm	< 15%
Límite líquido (LL)	< 35%
Contenido de agua	> 0.9LL
Índice de liquidez	< 0.75

Si se disponen de datos de pruebas de penetración estándar, se considerarán no susceptibles a la pérdida de resistencia los suelos con  $(N_1)_{60}$  mayores que 30, siendo  $(N_1)_{60}$  la resistencia de penetración estándar corregida.

Figura 12.2. Zona de suelos sin pérdida de resistencia (Marcuson III, *et al*, 1990).

En un estudio de susceptibilidad no se puede distinguir si el material sufre pérdida de resistencia por flujo o por movilidad cíclica, situación que se podrá aclarar solamente cuando se realice un estudio más detallado de iniciación de pérdida de resistencia, procedimiento que se describirá en la sección 3.12.7.4.

### 3.12.2.4 Propiedades dinámicas básicas de tierra y enrocamiento

Para cada tipo de material y en cada procedimiento de análisis, se requiere definir una serie de parámetros de suelo, tanto estáticos como dinámicos. Los parámetros de suelo estáticos serán necesarios para el análisis sísmico ya que éste último requiere determinar las condiciones iniciales en que se encuentran las estructuras antes del inicio del sismo. Dichos parámetros estáticos incluirán resistencia al corte y módulos o leyes esfuerzo–deformación. A pesar de que algunos procedimientos de análisis dinámico demandan una gran cantidad de parámetros dinámicos de los suelos, todos los métodos requieren definir los siguientes parámetros dinámicos básicos: módulo de cortante máximo, módulo de cortante o curva de degradación, amortiguamiento histerético o curva de amortiguamiento y relación de Poisson.

El módulo de cortante máximo  $G_{\max}$  es el módulo elástico correspondiente a la deformación por cortante menor que  $10^{-6}$ . Se podrá determinar en el laboratorio o mediante pruebas de campo. También se podrá definir este parámetro con correlaciones empíricas. En suelos granulares o enrocamientos, materiales de filtro, transición y respaldo, el módulo se expresa como una función del nivel de esfuerzo de confinamiento (Seed e Idriss, 1970).

$$G_{\max} = 1,000K_{2,\max}\sqrt{\sigma'_0} \quad (12.7)$$

donde

$\sigma'_0$  es el esfuerzo confinante efectivo medio

$K_{2,\max}$  es el parámetro adimensional que se muestra en la tabla 12.14

Tabla 12.14. Valores de  $K_{2,\max}$ .

Tipo de suelo	$K_{2,\max}$ para unidades de esfuerzos $\sigma'_0$	
	kPa	Psf
Arena suelta	8	35
Arena densa	12	60
Arena muy densa	16	65
Arena y grava muy densa	25 a 40	100 a 150
Enrocamiento a volteo	25	100
Enrocamiento compacto	40 a 50	150 a 170

Para arcillas saturadas o materiales finos en general, el módulo máximo se relaciona proporcionalmente con la resistencia al corte no drenada  $s_u$

$$G_{\max} = (1,000 - 2,500)s_u \quad (12.8)$$

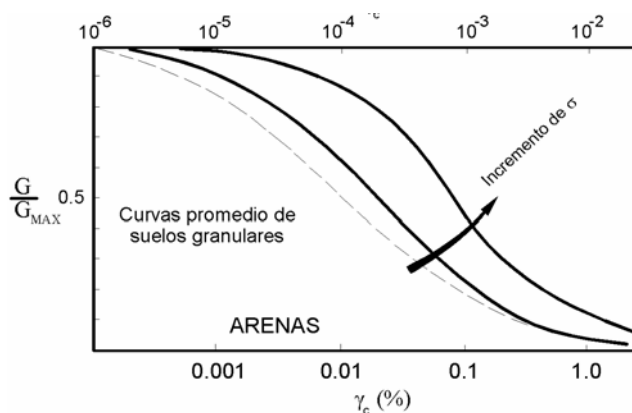


Figura 12.3a. Curva de degradación para suelos granulares.

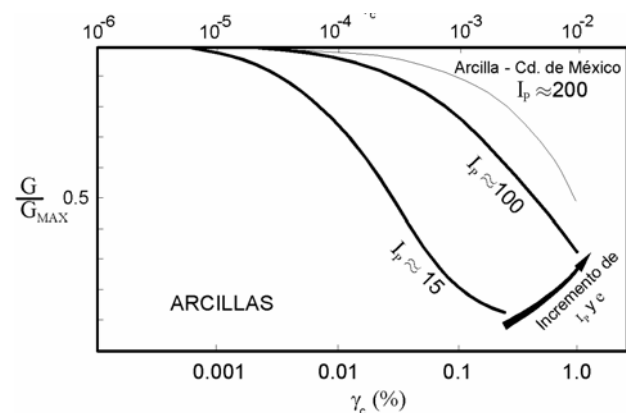


Figura 12.4a. Curva de degradación para suelos cohesivos.

El módulo de cortante  $G$  depende del nivel de deformación de cortante cíclica: a mayor deformación menor será el módulo. La variación del módulo se puede determinar en pruebas triaxiales y de corte directo. Se expresa como el cociente del módulo de cortante entre el módulo máximo, en función de la deformación, mismo que se conoce como curva de degradación. Dichas curvas se dibujan en papeles semi-logarítmicos. Algunos experimentos muestran que se pueden clasificar dos curvas promedio, para suelos granulares y suelos cohesivos, respectivamente (figuras 12.3a y 12.4a). El amortiguamiento histerético es una característica de la capacidad de disipación de energía bajo cargas cíclicas que se expresa como el cociente del amortiguamiento en porcentajes. Dicho amortiguamiento también depende del nivel de deformación cíclica por cortante; la cual se resume en

la llamada curva de amortiguamiento, como lo indican las figuras 12.3b y 12.4b (Gazetas, 1992). Estas curvas se pueden determinar en pruebas triaxiales y de corte directo. Finalmente la relación de Poisson se estima de acuerdo con los valores de la tabla 12.15.

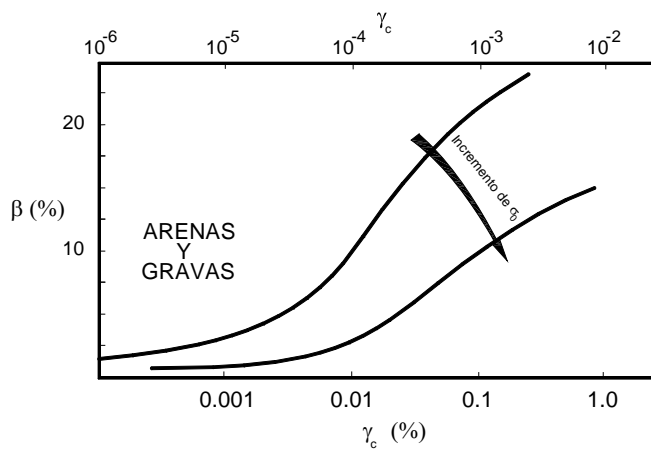


Figura 12.3b. Curva de amortiguamiento para suelos granulares.

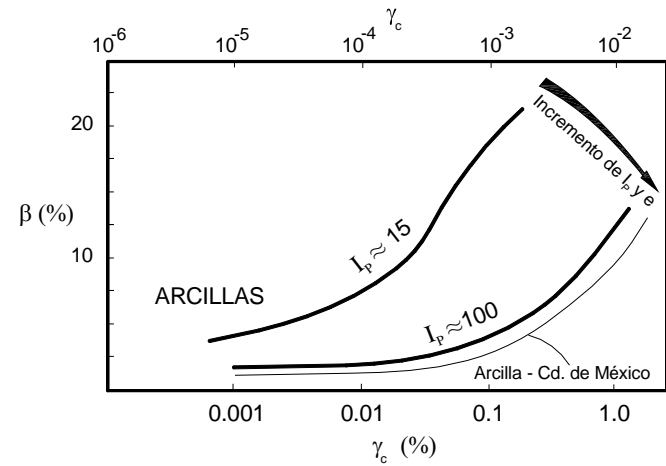


Figura 12.4b. Curva de amortiguamiento para suelos cohesivos.

Tabla 12.15. Valores aproximados de relación de Poisson

Tipo de suelo	Valor
Arcilla y arena saturada, cerca del nivel freático	0.50
Arcilla casi saturada, arriba del nivel freático	0.40
Arena limosa húmeda (% de saturación = 50 a 90)	0.35
Arena casi seca, arcilla dura y enrocamiento	0.25

### 3.12.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA

#### 3.12.3.1 Interacción cortina–vaso–cimentación

En el análisis de las presas se deberá considerar el sistema compuesto por tres componentes: la cortina, el vaso y la cimentación. Por lo general el espacio físico del componente cortina incluirá una parte de la cimentación y una parte de la franja rocosa cercana a la cortina, con el propósito de facilitar el análisis del estado de esfuerzos en el contacto cimentación–cortina. Si se cuenta con la presencia de depósitos de aluvión, estos se incluirán en la componente cortina. La componente cimentación incluye el resto de la masa rocosa que no está incluida en la cortina. Gran parte de este componente está formada por el fondo del vaso y los empotramientos. El análisis dinámico de este sistema de tres componentes y de la interacción entre ellos es sumamente complejo. Por ello, antes del análisis, es importante determinar algunos parámetros del sistema a fin de poder definir el nivel de la complejidad que requerirá dicho análisis. Primero se definirán las características dinámicas de los componentes vaso y cortina considerando que la cimentación es rígida. El periodo fundamental del vaso sin la interferencia de la cortina  $T_a$  y el periodo fundamental de la cortina sin considerar la presencia del vaso  $T_1$  están dados por

$$T_a = \frac{4H_a}{C} \quad (12.9)$$

$$T_1 = C_1 \frac{H}{\sqrt{E/\rho}} \quad (12.10)$$

donde

- $H_a$  es la altura del agua en el vaso medida desde el fondo o desde la superficie del sedimento si este se analiza explícitamente
- $C$  es la velocidad de propagación del sonido en el agua ( $C \sim 1440$  m/s)
- $H$  es la altura de la cortina, medida desde el nivel del desplante hasta el nivel de la corona
- $E$  es el módulo de elasticidad del material de la cortina
- $\rho$  es la densidad de la masa del material de la cortina
- $C_1$  es el factor adimensional que depende del tipo de cortina, de su configuración geométrica y de la relación de Poisson del material de la cortina. Detalles de dicho factor se dan en las secciones 3.12.3 y 3.12.4 para cada tipo de presa

Se considera que la compresibilidad del agua es relevante en la respuesta del sistema si se cumple con la condición:

$$\frac{T_1}{T_a} < 2 \quad (12.11)$$

Cuando la compresibilidad del agua es relevante se considerará un modelo del vaso adecuado que incluye tal efecto.

Por lo general se considerará la cimentación como un espacio semi-infinito homogéneo con características viscoelásticas. El efecto de la cimentación sobre el vaso estará definido por medio del coeficiente de reflexión de las ondas de presión en el fondo del vaso  $\alpha$ .

$$\alpha = \frac{\rho_c V_c - \rho_a C}{\rho_c V_c + \rho_a C} \quad (12.12)$$

donde

- $\rho_a$  es la densidad de la masa del agua
- $\rho_c$  es la densidad de la masa del material de la cimentación rocosa
- $V_c$  es la velocidad de propagación de ondas de compresión de la cimentación rocosa

Cuando se cumpla la condición  $\alpha > 0.9$ , la cimentación del vaso se considerará rígida. El efecto de la cimentación sobre la cortina se medirá a través del módulo de elasticidad del material de la cimentación  $E_c$ . Si se cumple la condición de la ecuación 12.13, la cimentación se considerará rígida.

$$\frac{E_c}{E} > 4 \quad (12.13)$$

Si con la ecuación 12.13, se determina que la flexibilidad de la cimentación no es importante, la presencia de la cimentación se podrá omitir en el estudio, o bien, adaptar modelos más sencillos de la cimentación.

Atendiendo a la importancia relativa que tengan la compresibilidad del agua y la flexibilidad de la cimentación sobre la respuesta del sistema, especialmente sobre el comportamiento dinámico de la cortina, se han desarrollado numerosos métodos de cálculo con la finalidad de retener los efectos más relevantes del sistema de acuerdo con las características especiales de un determinado proyecto. Según el grado de integración o acoplamiento que se tiene entre los tres componentes del sistema, los modelos existentes pueden catalogarse en tres grupos: a) modelos de la masa virtual y base rígida, b) de subestructuras y c) del sistema integral. Los tres grupos de modelos se diferencian entre sí en los aspectos relacionados con las consideraciones sobre el vaso, la cortina y cimentación.

- a) Modelos de masa virtual y base rígida.** Este tipo de modelos serán adecuados cuando no son importantes la compresibilidad del agua y la flexibilidad de la cimentación. El espacio físico del análisis incluirá la cortina y una parte de la cimentación. Las presiones hidrodinámicas estarán representadas por masas virtuales adheridas al paramento aguas arriba. La cimentación estará formada por un material sin masa y se encontrará acotada por una base rígida. La excitación sísmica se aplicará a la base rígida. El comportamiento de los materiales de la cortina y de la cimentación puede ser lineal o no lineal. En principio, este tipo de modelos son aplicables a cualquier método de análisis dinámico: espectro de respuesta, dominio de la frecuencia o paso a paso. Sin embargo, se recomienda el método paso a paso para dar tratamiento correcto de la no linealidad de los materiales.
- b) Modelos de subestructuras.** Este tipo de modelos se emplearán cuando la compresibilidad del agua o la flexibilidad de la cimentación sean importantes. Los tres componentes del sistema se analizarán de manera independiente. Antes de efectuar el análisis de la componente cortina se determinarán las presiones hidrodinámicas y las flexibilidades de la cimentación. Las presiones hidrodinámicas que obren sobre el paramento aguas arriba se determinarán en un análisis hidrodinámico del vaso cuyo detalle se describirá en la sección 3.12.3.2. En el análisis, la cortina se supondrá rígida o flexible. Se incluirán los efectos de sedimentos y la flexibilidad del fondo del vaso si las condiciones lo ameritan. Una parte de la cimentación se incluirá en la componente cortina y el resto estará representado por las flexibilidades de un medio semi-infinito. La componente cortina es similar a aquella definida en los modelos de masa virtual y base rígida, salvo que se considere ahora la masa de la parte de la cimentación incluida en la componente cortina. La base de la componente cortina dejará de ser rígida, es decir, se considerará que interactúa con un medio viscoelástico a través de una frontera viscosa que permita absorber las ondas elásticas que incidan en la base. Las matrices de influencias hidrodinámicas y flexibilidades de la cimentación se determinarán, en una primera instancia, en el dominio de la frecuencia. Si el análisis de la cortina se realiza en el mismo dominio, las matrices mencionadas podrán integrarse directamente al análisis de la cortina. Si el estudio se efectúa en el dominio del tiempo, ellas tendrán que transformarse al dominio temporal mediante las técnicas de convolución y síntesis de Fourier. La excitación sísmica se aplicará directamente en la base de la componente cortina o bajo un esquema de propagación de ondas. Para los modelos de subestructuras serán preferibles los métodos en el dominio de la frecuencia.
- c) Modelo del sistema integral.** Este tipo de modelo será aplicable para cualquier condición del sistema. Los tres componentes del sistema se analizarán de manera acoplada y simultánea. Las ecuaciones dinámicas establecidas para cada componente se integrarán por medio de

esquemas de acoplamiento en el paramento aguas arriba del vaso y en el contacto cortina-cimentación. Los efectos dinámicos de los tres componentes se determinarán simultáneamente. Estos modelos serán aplicables a cualquier método de análisis dinámico y en él se podrán incorporar todas las consideraciones hechas en los dos tipos de modelos anteriores. Además, en el análisis paso a paso será posible incluir efectos no lineales que pueden presentarse en el vaso tales como cavitación y oleajes.

Los modelos de la masa virtual y base rígida serán los que se deban emplear como mínimo en cualquier análisis sísmico de presas. Se recomienda el uso de este tipo de modelos porque en los programas de análisis estructural se adaptan adecuadamente. Estos modelos son particularmente atractivos cuando se analizan problemas tridimensionales, no lineales o con estructuras geológicas complejas en la boquilla. Aún cuando se justifiquen los modelos más refinados, se recomienda el uso de los modelos de la masa virtual y base rígida cuyos resultados se podrán tomar como punto de partida o referencia de comparación para interpretar las conclusiones obtenidas con otros tipos de modelos. Los modelos del sistema integral requieren de procesos computacionales mucho más costosos, los cuales han sido implementados en programas de cómputo especializados. Su uso por lo general se limitará a una o varias de las siguientes situaciones: a) el sitio de la presa es de alta sismicidad, b) la presa es de daño potencial alto, c) la presa es de gran altura y d) las particularidades de la presa trasciendan a las experiencias de diseño rutinarias.

### 3.12.3.2 Análisis hidrodinámico del vaso

En el análisis hidrodinámico del vaso se tendrá como objetivo principal la determinación de las presiones hidrodinámicas sobre la cortina ante solicitaciones sísmicas. Las presiones se determinarán a partir de las características del agua contenida en el vaso, especialmente su compresibilidad, y de las condiciones que se establezcan en las fronteras del vaso. Se identifican básicamente cuatro fronteras: el paramento aguas arriba de la cortina, las paredes, el fondo y la frontera lejana del vaso. Esta última está presente solamente cuando el vaso tiene la forma de río. Esta frontera no existe si el vaso es cerrado, como un lago, por lo tanto, se deberá tratar de una manera especial. Por lo general, las condiciones en esta frontera se establecen mediante una solución analítica. En el fondo del vaso se encuentran sedimentos bajo los cuales se halla la cimentación rocosa, que es compartida por las paredes. Si el análisis se limita al caso bidimensional, las fronteras de las paredes no influirán en los resultados.

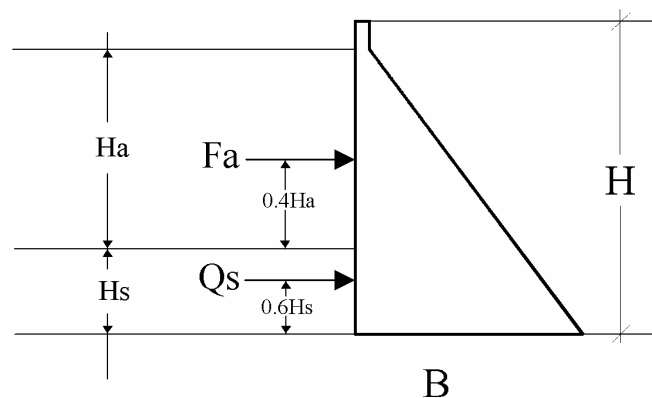


Figura 12.5. Características geométricas de una presa de gravedad.

Los movimientos del agua son irrotacionales, no viscosos y pequeños. Si la compresibilidad del agua no es importante, la presión hidrodinámica será directamente proporcional a la magnitud de la aceleración del terreno, hecho que simplifica la inclusión del efecto hidrodinámico en el análisis de la cortina porque las presiones se convertirán en masas virtuales adheridas al paramento aguas arriba de la cortina. Tomando en cuenta que el vaso tiene una longitud semi-infinita, que las paredes no intervienen en este proceso, que el fondo del vaso es plano y rígido y que la excitación es horizontal en el eje del río, la masa virtual se expresará como (figura 12.5).

$$m(z) = \rho_a H_a \Psi \left( \frac{z}{H_a} \right) \quad (12.14)$$

donde

- $m(z)$  es la distribución de la masa virtual en función de la coordenada vertical  $z$  medida desde el fondo del vaso o desde la superficie del sedimento si este se analiza explícitamente
- $\Psi$  es la distribución en función de la profundidad normalizada  $z/H_a$  que se calculará como una serie infinita:

$$\Psi \left( \frac{z}{H_a} \right) = 2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\lambda_n^2} \cos \left( \lambda_n \frac{z}{H_a} \right) \quad (12.15)$$

donde

$$\lambda_n = (2n-1)\pi/2$$

Para el paramento inclinado, se tiene la solución aproximada:

$$\Psi \left( \frac{z}{H_a} \right) = \frac{1}{2} C_0 \left[ 1 - \frac{z^2}{H_a^2} + \left( 1 - \frac{z^2}{H_a^2} \right)^{1/2} \right] \quad (12.16)$$

con

$$C_0 = 0.743 \left( 1 - \frac{\vartheta}{100} \right) \quad (12.17)$$

donde

- $\vartheta$  es el ángulo de inclinación del paramento con respecto al plano vertical

En un análisis utilizando el método del elemento finito, la masa expresada en la ecuación 12.14 está asociada a la dirección de la excitación. Si el análisis es bidimensional y considera la excitación vertical, la masa asociada a esta dirección es  $2/3$  de la expresada en la ecuación 12.14. En el análisis tridimensional, la masa asociada a la dirección del eje de la cortina es la misma que la expresada en la ecuación 12.14. Una vez formuladas las masas distribuidas en los componentes de la excitación, es directo concentrarlas en los nodos de los elementos finitos a través del concepto de áreas tributarias. Cuando el fondo, el paramento y las paredes no cumplen con las hipótesis postuladas, se resolverá directamente la ecuación de Laplace y los resultados obtenidos podrán agruparse en forma similar a la ecuación de la función. Por la naturaleza flexible de la cimentación y del fondo, estos efectos no intervendrán en el análisis si el agua es incompresible.



Cuando la compresibilidad del agua es relevante, las ecuaciones de movimiento incluyen el término de inercia. Por ello, las presiones hidrodinámicas tienen que expresarse en términos de números complejos, con magnitud y fase. En este caso el concepto de la masa virtual deja de ser válido, por lo que las presiones hidrodinámicas se aplicarán al paramento aguas arriba. Si el análisis de la cortina se realiza en el dominio de la frecuencia, la incorporación de dichas presiones será directa. Si el análisis es paso a paso, se recurrirá a la técnica de convolución y síntesis de Fourier para expresar las presiones en el dominio del tiempo. Para el análisis con espectros de respuesta y diseño, convendrá usar el modelo del sistema integral, en que se toma en cuenta la compresibilidad del agua.

En presas en que el problema de azolvamiento del vaso es severo, el empuje del azolve se determinará explícitamente. Para ello, en la parte azolvada, el empuje hidrodinámico se sustituirá por el empuje dinámico del azolve. El análisis será similar para ambos casos. Si se considera que el sedimento es suficientemente rígido tal que los efectos de amplificación o atenuación dinámica del empuje no sean importantes, se aplicará el mismo concepto de la masa agregada que se aplicó para el tratamiento del agua como masa adherida. La masa agregada para un paramento vertical se expresará en una forma similar a la ecuación 12.14.

$$m_s(z) = \rho_s H_s \Psi_s \left( \frac{z}{H_s} \right) \quad (12.18)$$

donde

$m_s(z)$  es la distribución de la masa virtual derivada del sedimento en función de la coordenada vertical  $z$  medida desde el fondo del vaso

$\rho_s$  es la densidad de la masa del sedimento en el vaso

$H_s$  es el espesor del sedimento

$\Psi_s$  es la distribución en función de la profundidad normalizada  $z/H_s$  que se calculará como una serie infinita:

$$\Psi_s \left( \frac{z}{H_s} \right) = 4.62 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{\lambda_n^2} \sin \left( \lambda_n \frac{z}{H_s} \right) \quad (12.19)$$

donde

$\lambda_n$  se define como en la ecuación 12.15

### 3.12.3.3 Análisis de estabilidad

Los análisis de estabilidad se aplicarán al cuerpo completo de la cortina o a una parte de la cortina a partir de una determinada elevación. En el análisis de estabilidad por volteo y por deslizamiento, se considerarán las cargas sísmicas horizontales y verticales. El coeficiente sísmico horizontal  $k_h$  estará dado por

$$k_h = \frac{a_0}{1 + 3a_0} \quad (12.20)$$

donde

$a_0$  es la aceleración máxima del terreno en roca para el nivel de diseño en cuestión, normalizada con respecto a la aceleración de la gravedad

El coeficiente sísmico vertical  $k_v$  se calculará de acuerdo con

$$k_v = \frac{2}{3}k_h \quad (12.21)$$

En la revisión de la estabilidad se considerarán las siguientes tres fuerzas sísmicas concentradas (Novak *et al.*, 1996): a) fuerza de inercia horizontal que es igual al peso total de la cortina multiplicado por el coeficiente sísmico correspondiente, b) fuerza de inercia vertical que es igual a la suma del peso total de la cortina y el peso de la cuña del agua sobre el paramento aguas arriba afectado por el coeficiente sísmico vertical y c) fuerza hidrodinámica producida por la excitación horizontal del sismo. Estas fuerzas tomarán signos positivos y negativos simulando acciones de inercia hacia aguas arriba y abajo. Se considerarán las mismas cargas de subpresión que en el caso estático. Las zonas de agrietamiento en la base de la cortina se mantendrán con su misma extensión que en el caso estático. La fuerza hidrodinámica total  $F_a$ , se calculará de acuerdo con la siguiente fórmula

$$F_a = 0.48k_h\rho_a H_a^2 \quad (12.22)$$

Dicha fuerza actúa a una altura igual a  $0.40H_a$  sobre el fondo del vaso o la superficie del sedimento si este se analiza explícitamente. El empuje dinámico del azolve  $Q_s$  estará determinado por

$$Q_s = 2.15k_h\rho_s H_s^2 \quad (12.23)$$

que actúa a una altura igual a  $0.60H_s$  sobre el fondo del vaso.

#### 3.12.3.4 Análisis de esfuerzos y deformaciones

Los métodos estáticos no serán aplicables para determinar los esfuerzos dinámicos. Para este caso, los métodos dinámicos serán de uso obligatorio. De estos se distinguen tres tipos: espectro de respuesta, análisis en el dominio de la frecuencia o análisis paso a paso. Con los dos primeros se tratarán solamente los problemas lineales. Los tres métodos se desarrollarán en el marco de un procedimiento numérico que por lo general es de elementos finitos. Con el método del espectro de respuesta se evaluarán las respuestas máximas de la cortina combinando las respuestas individuales correspondientes a cada modo de vibración. Será posible considerar los diferentes componentes de la excitación. Todas las respuestas calculadas tomarán signo positivo, por lo que los resultados obtenidos serán útiles para determinar los niveles máximos de esfuerzos, aunque pueden ofrecer dificultades si se requiere distinguir los estados de tensión o compresión. Para ello se requiere una revisión e interpretación cuidadosa. El método del espectro de respuesta se aplicará preferentemente en los modelos de la masa virtual y base rígida o del sistema integral. Por tratar solamente de problemas lineales, se recomienda utilizar este método para las cargas sísmicas inusuales en cualquier zona sísmica o para las cargas sísmicas extremas en zonas de baja sismicidad, cuando el factor de distancia  $F_d$  sea menor que 0.1 (sección 3.1.5.1.2).

En el análisis del dominio de la frecuencia donde se emplean, por lo general las técnicas de la transformada de Fourier se podrán obtener las historias de esfuerzos con los que se definan los estados de tensión y compresión sin ambigüedad. El análisis será atractivo para tratar los modelos de subestructuras. Ello se debe a que gran parte de las particularidades del sistema se pueden tratar con

mayor facilidad en el dominio de la frecuencia, por ejemplo la compresibilidad del agua, la radiación de ondas elásticas, la viscoelasticidad de los materiales de la cortina y la cimentación, y la presencia de sedimentos en el fondo del vaso. El único problema con este análisis será que los materiales se deben comportar en forma lineal. En consecuencia, este análisis no se puede usar con cargas sísmicas extremas en zonas de alta sismicidad.

En el análisis paso a paso se podrán incluir todos los efectos no lineales. Es el método más apropiado para examinar estos efectos en zonas de alta sismicidad. Para tomar en cuenta los efectos del vaso y de la cimentación, en el análisis se emplearán los modelos de la masa virtual y base rígida o del sistema integral. Los efectos no lineales en la cortina y la cimentación estarán relacionados principalmente con el agrietamiento. Para analizar las grietas, ya sean discretas o continuas, se recurrirá a la mecánica de la fractura. En este caso, el material seguirá siendo elástico lineal pero la solución será no lineal porque las grietas se propagan de acuerdo con el nivel de las cargas. Cuando las grietas sean difusas y discontinuas, serán tratadas con modelos continuos. Los modelos de daños o de grietas difusas serán adecuados para este análisis. El análisis no lineal de los movimientos de los contactos entre los bloques o entre la cortina y los empotramientos se realizarán con modelos especiales para tales casos. Se recomienda utilizar, por lo menos, tres acelerogramas para realizar los análisis paso a paso. Para cada uno de los acelerogramas se alternarán los signos de las aceleraciones para lograr diferentes combinaciones (USACE, 2003). Para los problemas bidimensional y tridimensional se requiere  $2^2 = 4$  y  $2^3 = 8$  combinaciones respectivamente.

Bajo las cargas sísmicas y efectos no lineales, los desplazamientos resultantes se compondrán de dos partes: transitoria y residual. Los desplazamientos transitorios desaparecerán cuando los sismos terminen. Los desplazamientos residuales permanecerán después del sismo y serán despreciables si el comportamiento de la cortina se encuentra dentro del rango elástico. Los desplazamientos permanentes se determinarán en un análisis paso a paso. Será relevante conocer ambos desplazamientos para definir las condiciones de servicio.

### **3.12.4 PRESAS DE GRAVEDAD**

#### **3.12.4.1 Consideraciones de análisis**

Las consideraciones expuestas en las secciones 3.12.1 a 3.12.3 son válidas para el análisis de presas de gravedad. Las cortinas de gravedad tienen acciones de flexión y de cortante y no será apropiado considerarlos en forma separada en el análisis. El análisis de mecánica de materiales o de la teoría de viga proporcionará resultados de utilidad limitada. Si se utiliza un método numérico, se recomienda el método del elemento finito.

Por lo general, se realizarán análisis bidimensionales de, por lo menos, dos secciones transversales: una sección vertedora y la otra no vertedora. Ambas correspondientes a aquellas que contengan áreas transversales máximas en cada una de las dos partes. Se justificará el análisis de más secciones transversales cuando se espere en ellas la presencia de mayores esfuerzos o una menor estabilidad. En estos análisis se considerará la condición de deformación plana en cortinas con juntas ranuradas o sin juntas transversales. Cuando las juntas sean de separación, prevalecerá la condición de esfuerzo plano. Se justificarán los análisis tridimensionales en las siguientes condiciones: a) el eje longitudinal de la cortina es curvo, b) la cortina está cimentada sobre aluvión o algún material compresible, c) la boquilla tiene asimetrías o irregularidades geométricas, d) la boquilla es angosta,

cuya relación entre el ancho y la profundidad es menor que 3, e) la cortina tiene cambios geométricos pronunciados en el sentido longitudinal y f) otras condiciones que demuestren necesario el análisis.

Para la presentación de los resultados del análisis, se hacen las siguientes recomendaciones: a) En presas de concreto convencional se determinarán los esfuerzos principales y se compararán con las resistencias respectivas. Se recomienda la representación de los esfuerzos principales con sus correspondientes direcciones principales a fin de apreciar la orientación de posibles agrietamientos, b) En presas de concreto compactado con rodillos, la comparación anterior se hará con los esfuerzos normales a los planos constructivos, c) Se determinará el porcentaje del área, con respecto al área total, donde la resistencia a la tensión es rebasada y d) Se determinarán los esfuerzos normales y tangenciales a lo largo de los planos de falla en que se revisará la estabilidad contra deslizamiento. Esta información será útil para una mejor interpretación de los resultados del cálculo de los factores de seguridad. Se recomienda conocer las posibles zonas de agrietamiento debido a los efectos dinámicos.

### 3.12.4.2 Cálculo simplificado de efectos del vaso y la cimentación

El procedimiento de cálculo que se presenta a continuación tendrá por objeto, determinar el periodo fundamental y el coeficiente de amortiguamiento afectados por las características de la cortina y de las condiciones del vaso y de la cimentación. Los dos parámetros se usarán en la determinación de la ordenada espectral que corresponderá al periodo fundamental y al amortiguamiento.

El periodo fundamental  $T_1$  de una cortina de gravedad con cimentación rígida y vaso vacío, se determinará de acuerdo con la ecuación 12.10, en donde el factor  $C_1$  se evalúa como

$$C_1 = 6 \frac{H}{B} \quad (12.24)$$

donde

$B$  es el ancho de la base de la cortina

El periodo fundamental se verá afectado por las condiciones de la cimentación y del vaso por medio del periodo fundamental modificado  $\tilde{T}_1$  como

$$\tilde{T}_1 = R_a R_c T_1 \quad (12.25)$$

donde

$R_a$  es el factor de corrección por los efectos de la presencia del vaso y la reflexión de ondas en el fondo del mismo.

El valor de  $R_a$  depende de tres parámetros: el coeficiente de reflexión de ondas en el fondo del vaso  $\alpha$ , el módulo de elasticidad del material de la cortina  $E$  y la relación de profundidad  $H_a / H$ . Si se tiene la relación  $H_a / H < 0.5$ , se podrá omitir el cálculo de  $R_a$  empleando simplemente  $R_a \approx 1$ . El valor de  $\alpha$  se puede definir usando la ecuación 12.12. Si no existe la información necesaria para usar esta ecuación se recomiendan valores de  $\alpha$  entre 0.9 y 1.0 para presas recién construidas, donde el espesor de sedimento es pequeño. En cambio, para presas de vieja construcción, donde el espesor de sedimento es considerable, se recomiendan valores de  $\alpha$  entre 0.75 y 0.9.  $R_c$  es el factor de

corrección por la rigidez relativa entre la cortina y la cimentación. El valor de  $R_c$  depende de la relación  $E_c / E$ . Si  $E_c / E > 4$ , se usará  $R_c \approx 1$ .

El coeficiente de amortiguamiento está dado por

$$\tilde{\zeta} = \frac{1}{R_a} \frac{1}{(R_c)^3} \zeta_1 + \zeta_a + \zeta_c \quad (12.26)$$

donde

- $\zeta_1$  es el coeficiente de amortiguamiento viscoso de la cortina sin incluir efectos del vaso ni de la cimentación. Si no se dispone de datos experimentales, se usará el valor 0.05
- $\zeta_a$  es el coeficiente de amortiguamiento adicional debido a la interacción cortina–vaso y la absorción del fondo del vaso. El valor de  $\zeta_a$  se obtiene usando los tres parámetros: el coeficiente de reflexión de ondas  $\alpha$ , el módulo de elasticidad del material de la cortina  $E$  y la relación de profundidad  $H_a / H$ . Para  $H_a / H < 0.5$ , se usará  $\zeta_a = 0$
- $\zeta_c$  es el coeficiente de amortiguamiento adicional debido a la rigidez relativa entre la cortina y la cimentación, así como el amortiguamiento del material de la cimentación

El valor de  $\zeta_c$  se obtiene usando dos parámetros: la relación  $E_c / E$  y el coeficiente de amortiguamiento histerético del material de la cimentación  $\eta_c$ . Si  $E_c / E > 4$ , se usará  $\zeta_c = 0$ . Los valores de  $R_a$ ,  $R_c$ ,  $\zeta_a$  y  $\zeta_c$  se consignan en las tablas 12.4 a 12.6 de la sección de comentarios 3.12.4.2.

### 3.12.4.3 Consideraciones de diseño

Muchos detalles de diseño, aunque no estén reflejados explícitamente en el análisis, proveerán importantes mejoras a la estabilidad sísmica y reducción de esfuerzos dinámicos. Las presas de gravedad son las más antiguas, por ello se ha acumulado experiencias sobre diseños sismoresistentes. A continuación se presentan algunos lineamientos generales sobre cómo mejorar el comportamiento sísmico de las presas de gravedad.

1. La ampliación de la base de la cortina incrementará la estabilidad contra deslizamiento reduciendo los esfuerzos que se presenten en el talón y el pie. La estabilidad contra volteo también se mejorará si la ampliación de la base permite el corrimiento del centro de gravedad hacia aguas arriba. La base se podrá ampliar dando mayor tendido a los taludes en ambas caras de la cortina. Será factible evaluar taludes aguas abajo hasta 1:1 y taludes aguas arriba hasta 1:0.06. La estabilidad contra deslizamiento también se incrementará construyendo dentados de concreto en la cimentación o cambiando el eje recto de la cortina por uno curvo.
2. Los cambios de talud en la parte superior de la cara aguas arriba generarán mayores concentraciones de esfuerzos dinámicos. Se buscará por un lado suavizar estos cambios con curvas continuas. Si esta medida no es posible y se comprueba que los esfuerzos de tensión son todavía altos, se deberán diseñar refuerzos en estas zonas. Tradicionalmente se diseñan los cambios de talud en la cara aguas arriba con el fin de ahorrar un considerable volumen de materiales. Las observaciones y estudios en las últimas décadas han mostrado que estos cambios de taludes constituyen elementos críticos en el comportamiento sísmico. Por ello, se recomienda eliminarlos, utilizando el diseño de un sólo talud aguas arriba.

3. Se pondrá especial atención en las condiciones de drenaje de las galerías para garantizar el funcionamiento y eficiencia de los drenes. Se busca reducir las subpresiones e incrementar la estabilidad contra deslizamiento.
4. Las condiciones de la cimentación rocosa se revisarán con sumo cuidado. Se investigará la existencia o no de fallas geológicas sobre las cuales se aloje la cortina. Si no es posible evitar la construcción de presas sobre fallas geológicas, se estudiarán medidas para asegurar la estabilidad de la cortina aún cuando las fallas se activen. Se deberá asegurar que el tratamiento del contacto cimentación–cortina tenga las especificaciones y calidad requeridas, con la finalidad de mejorar la estabilidad contra deslizamientos.
5. Las juntas transversales inyectadas, que impiden eficientemente filtraciones, podrán producir esfuerzos excesivos que dañen a los cuerpos aledaños. Convendrá revisar la factibilidad de usar juntas que permitan los movimientos relativos, particularmente en las juntas que ligan el cuerpo y los empotramientos.
6. Alrededor de las galerías se generan concentraciones de esfuerzos ante eventos sísmicos. En el diseño de las galerías se deberán buscar las formas geométricas que minimicen dichos esfuerzos. Si se presentan esfuerzos de tensión inadmisibles se deberán diseñar refuerzos.
7. Las instalaciones y equipamientos localizados sobre la corona pueden experimentar altas aceleraciones. Su diseño deberá contemplar estas amplificaciones. Si se emplea el método de coeficiente sísmico, el coeficiente de aceleración para el diseño de equipamientos localizados sobre la corona deberá duplicarse con respecto al utilizado para el diseño del cuerpo de la cortina. Se deberá tomar en cuenta que las masas agregadas en la corona serán dañinas al comportamiento sísmico de la cortina y deberán considerarse en el análisis. Este aspecto cobrará mayor importancia cuando se presenten cambios de taludes en la cara aguas abajo porque las masas se ubican en la cercanía de dichos cambios.
8. En las presas de mampostería, se pueden presentar en zonas de tensión. De ser posible, será conveniente reforzar estas zonas incrementando el contenido de cemento en el mortero, cambiando algunas zonas de mampostería por concreto no reforzado o agregando un muro de concreto, colado en el lugar, en el paramento aguas arriba.

### **3.12.5 OTRAS PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA**

#### **3.12.5.1 Presas en arco**

Las presas de arco se construyen con base en cantileveres monolíticos separados por juntas de contracción verticales. Los problemas de estabilidad de las presas en arco se concentran en los empotramientos más que en su base. Para las condiciones estáticas, los mecanismos de falla más importantes son el deslizamiento de bloques en los empotramientos que sirven como apoyo para el cuerpo del arco. Rara vez se presentan condiciones críticas por volteo o por deslizamiento en la base. Bajo las condiciones dinámicas, ninguno de estos mecanismos de falla ofrece condiciones críticas, por ello, la estructura del cuerpo de la cortina puede fallar únicamente por esfuerzos excesivos. En consecuencia, por lo general se podrá omitir la revisión de la estabilidad por cargas sísmicas.

El análisis de esfuerzos y deformaciones en las presas en arco se realizará con métodos dinámicos y, por lo general, con la ayuda de programas de elemento finito y de pruebas de modelos en laboratorio. El análisis con elemento finito deberá realizarse en un modelo tridimensional tomando en cuenta todo el cuerpo de la cortina y una zona cercana de la cimentación. Si la cortina es simétrica con respecto al eje del río y la excitación no incluye el componente normal a dicho eje, se podrá analizar solamente

la mitad del arco. La filosofía general del análisis será similar a la expuesta en las secciones 3.12.3 y 3.12.4. En las presas en arco los efectos del vaso y de la cimentación son más importantes. Como la transferencia de esfuerzos ocurre principalmente en las zonas de empotramiento, la variación espacial de la excitación es más relevante.

Para un mejor planteamiento del análisis se deberán tomar en cuenta las características dinámicas más importantes de este tipo de cortina. Algunas de ellas son: a) Los modos de vibración son, por lo general, simétricos o antisimétricos, con respecto al eje del río. Si el arco no es simétrico, sus modos de vibración son semejantes a aquellos obtenidos para la geometría simétrica aunque el eje de simetría se traslade del centro del río, b) Para los primeros modos de vibración, los desplazamientos radiales son mayores que los tangenciales y verticales, y los valores mayores están concentrados en la parte cercana a la corona, c) Para una misma elevación, los desplazamientos radiales en ambas caras del arco (aguas arriba y abajo) se dirigen hacia el mismo sentido. En cambio, los desplazamientos tangenciales y verticales en una cara tienen sentidos opuestos a los que se presentan en la otra cara, d) Los esfuerzos dinámicos máximos son del tipo arco y se presentan en la cara aguas arriba de la parte central del arco y a la altura de la elevación de la corona, e) Los esfuerzos dinámicos máximos de cantilever se presentan en la parte central del arco a una elevación  $3/4$  de la altura total de la cortina, f) En la cercanía de los equipos auxiliares instalados en el arco se pueden concentrar esfuerzos y g) Las juntas de contracción verticales que se disponen en los arcos hacen que la distribución de esfuerzos difiera de aquella obtenida suponiendo un cuerpo de arco homogéneo. Existe la posibilidad de que las juntas se abran cuando los esfuerzos de arco rebasen cierto valor. Los esfuerzos concentrados en las partes donde se presentan las juntas abiertas se transfieren hacia otras partes con juntas intactas. Este mecanismo de transferencia de esfuerzos incrementa la capacidad de resistencia de la cortina a los esfuerzos de tensión.

A fin de determinar la importancia de la compresibilidad del agua en el vaso es importante conocer el periodo fundamental de vibración de la cortina. Sin considerar la presencia del vaso, los dos periodos fundamentales de una cortina simétrica se calcularán de acuerdo con la ecuación 12.10. La constante  $C_1$  para el modo simétrico estará dada por (Ni y Jin, 1994)

$$\frac{1}{C_1} = 0.038 + 0.056 \frac{H}{R} + 0.9 \frac{c_1 c_2 c_3}{R} \quad (12.27)$$

Para el modo antisimétrico, la constante  $C_1$  se expresará como

$$\frac{1}{C_1} = -0.0287 + 0.1244 \frac{H}{R} + 1.5647 \frac{c_1 c_2 c_3}{R} \quad (12.28)$$

Donde los coeficientes  $c_1$ ,  $c_2$  y  $c_3$  están dados por las siguientes ecuaciones

$$c_1 = \frac{t_{\max} + t_0}{2}, \quad c_2 = 1 - \frac{2}{3} \left( \frac{t_0}{t_{\max}} \right)^{0.4}, \quad c_3 = 1 - 0.4 \left( \theta - \frac{\pi}{2} \right) \quad (12.29)$$

donde

- R es el radio del arco
- $t_0$  es el espesor en la corona
- $t_{\max}$  es el espesor en la base de la cortina

$\theta$  es el ángulo central en radianes

En el análisis de las presas en arco se deben tomar en cuenta las tres componentes de la excitación sísmica en un modelo tridimensional. Se determinarán los esfuerzos principales en los empotramientos, así como los esfuerzos de cantilever y de arco en las caras aguas arriba y abajo del cuerpo de la cortina. Las cortinas delgadas y de espesor medio se podrán modelar usando una hilada de elementos de cascarón. En cambio, las cortinas gruesas se tratarán por lo menos con tres elementos sólidos en el sentido transversal. El tamaño de la cimentación incluida en el modelo depende de la rigidez relativa entre la cortina y la cimentación. Si el módulo de rigidez de la cimentación es mayor que el de la cortina, la dimensión del modelo de la cimentación podrá ser del orden de una altura de la cortina. Si la flexibilidad de la cimentación se incrementa, dicha dimensión podrá ser hasta dos veces la altura de la cortina.

Las consideraciones de diseño sísmico mencionadas para las cortinas de gravedad son aplicables para las cortinas en arco. Además se podrá considerar las siguientes medidas de mejora: a) Se añaden juntas de contracción verticales así como juntas horizontales, b) A la altura de la elevación de la corona, las juntas verticales podrán ser inyectadas o reforzadas en el sentido de arco, c) Se aplicará el presforzado a algunas partes de la cortina o de los empotramientos para reducir riesgos de agrietamiento y d) Se incrementará el tratamiento de la cimentación por consolidación o dental.

### 3.12.5.2 Presas de contrafuertes

Las presas de contrafuertes están formadas por dos partes: contrafuerte y frente aguas arriba. El comportamiento de los contrafuertes o machones tiene mucha similitud con el de las cortinas de gravedad. Los frentes pueden ser planos, como tipo Ambursen, o curvos, como arcos múltiples. Aguas abajo, los contrafuertes pueden estar abiertos, sin conexión entre ellos, o cerrados cuando ellos tengan ligas.

El análisis de estabilidad contra deslizamiento o volteo de la cortina estará enfocado a la sección transversal de los contrafuertes. Las consideraciones expuestas en las secciones 3.12.1 y 3.12.3 son válidas para este tipo de presas. El análisis de esfuerzos y deformaciones se podrá realizar considerando el cuerpo completo de la cortina o estudiando un módulo representativo de la cortina en el sentido longitudinal. En ambos casos se establecerá un modelo tridimensional. Se considerarán los tres componentes de la excitación sísmica. El componente en el sentido del eje del río tendrá importantes influencias sobre los frentes, mientras que el componente en el sentido del eje de la cortina tendrá impacto sobre la estabilidad lateral de los contrafuertes. Si los frentes son curvos su análisis es similar al de las presas de arco. Sean planos o curvos, los frentes se estudiarán usando elementos finitos del tipo placa o cascarón. Los contrafuertes se analizarán usando los elementos sólidos. El periodo asociado con el modo fundamental de vibración, debido a la flexión lateral de los contrafuertes estará dado por la ecuación 12.10. Para ello, la constante  $C_1$  se expresará como

$$C_1 = 1.787H \sqrt{\frac{A}{I}} \quad (12.30)$$

donde

- A es el área sobre la que descansa el contrafuerte
- I es el momento de inercia del área A



El periodo de vibración de la cortina en su conjunto a lo largo del eje de la cortina estará dado por la ecuación 12.10 con

$$C_1 = \frac{4t}{H} \quad (12.31)$$

donde

t es el espesor del frente

El periodo de vibración del frente se podrá calcular con la ecuación 12.23 tomando en cuenta que el área y el momento son del frente. La determinación de los esfuerzos en los frentes será similar a la que se emplea en las presas de arco. En los contrafuertes se calcularán, además, los esfuerzos en el plano transversal como se hace en las cortinas de gravedad, aquellos que se encuentren fuera del plano y que estén asociados con la estabilidad lateral. Aunque los esfuerzos de tensión seguirán siendo las condiciones críticas lo serán también los de compresión. En comparación con las cortinas de gravedad las cortinas de contrafuertes experimentan bajas subpresiones.

En general, las cortinas de contrafuertes no deberán construirse en zonas de alta sismicidad por los problemas asociados con la inestabilidad lateral. De construirse bajo estas condiciones se deberán adoptar las siguientes medidas: a) Los contrafuertes deberán ser cerrados dando un soporte continuo al conjunto, b) Las bases de los contrafuertes deberán separarse para adoptar condiciones del terreno desfavorables, c) Las bases aguas abajo de los contrafuertes podrán ampliarse incrementando la rigidez longitudinal de la cortina, d) Se agregarán vigas y muros en el sentido longitudinal, e) Se introducirán juntas de contracción en los contrafuertes con la ubicación y orientación que se anticipen a los agrietamientos, f) Se proveerán drenajes profundos y en las galerías y g) Las cabezas de diamante deberán diseñarse previendo problemas de tensión. Cabe mencionar que el concreto compactado con rodillos ha sido utilizado para reforzar la estabilidad lateral en presas existentes.

### 3.12.6 ANÁLISIS SIMPLIFICADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

#### 3.12.6.1 Generalidades

El procedimiento de análisis simplificado consiste en un conjunto de herramientas analíticas que permiten estudiar varios aspectos del comportamiento sísmico de las presas, desde la respuesta dinámica, la estabilidad sísmica hasta la deformación permanente. Los procedimientos de análisis se llevan a cabo por medio de cálculos manuales facilitando así la estimación preliminar del desempeño de las presas.

El análisis será aplicable a presas de sección homogénea cohesiva, enrocamiento con cara de concreto o con corazón delgado. No será aplicable si se presenta uno de los siguientes casos:

- 1) Presas que contienen suelos con pérdida de resistencia.
- 2) Presas con alturas mayores que 50 m. Por la importancia que tienen, las presas de esta altura deberán revisarse aplicando métodos de análisis detallado o completo.
- 3) Sismo con una aceleración máxima mayor que 0.40 g. Se presenta un comportamiento no lineal muy importante en las presas por lo que se deberá realizar un análisis detallado o completo.

- 4) Presas cimentadas en terrenos problemáticos (de alta compresibilidad, expansivo, entre otros). Las condiciones estáticas del sitio podrán ser determinantes y controlarán el diseño por lo que deberán revisarse mediante análisis dinámico y estático refinados.

### 3.12.6.2 Respuesta dinámica

Para secciones homogéneas construidas por suelos no saturados, arenas muy compactas o suelos arcillosos, la aceleración máxima en la corona y el periodo fundamental de la presa pueden evaluarse con el siguiente método simplificado. Un método similar que será válido para presas de enrocamiento se describirá en la sección de comentarios 3.12.6.2. El método está basado en la teoría de columna cortante considerando que las propiedades dinámicas de la cortina, módulo cortante y amortiguamiento varían con el nivel de deformación cortante (Makdisi y Seed, 1979).

Los datos para realizar el análisis son los siguientes:

- Altura de la presa  $H$ .
- Peso volumétrico promedio de la presa  $\gamma_m$ , si la presa está sumergida se deberá considerar el peso volumétrico sumergido. Si la presa está parcialmente sumergida se deberá tomar en cuenta el peso volumétrico promedio de la presa.
- Módulo de cortante inicial o máximo  $G_{max}$  promedio de la cortina.
- Curvas de degradación y amortiguamiento.
- Espectro de respuesta para diferentes niveles de amortiguamiento.

El cálculo es iterativo. Se supone en primer lugar un valor de deformación por cortante  $\gamma_c$ . De aquí en adelante el procedimiento de cálculo se repite tantas veces como se requieran para lograr la convergencia de la solución.

- Se determina la relación  $G / G_{max}$  y el nivel de amortiguamiento  $\zeta$  a partir de las curvas de degradación y amortiguamiento y se calcula el valor del módulo de cortante  $G$
- Se calcula la velocidad de onda de corte  $v_s$  de acuerdo con

$$v_s = \sqrt{Gg/\gamma_m}$$

donde

$g$  es la aceleración de gravedad

- Se calcula el periodo fundamental con la ecuación

$$T_1 = 2.62 \frac{H}{v_s} \quad (12.32)$$

- Se determina la aceleración espectral  $S_{a1}$ , a partir del espectro de respuesta utilizando el periodo fundamental y el amortiguamiento estimados
- Se calcula un nuevo valor de deformación por cortante  $\gamma_c$  como

$$\gamma_c = 0.20 \frac{H}{v_s^2} S_{a1} \quad (12.33)$$

- Si el valor resultante de la ecuación 12.23 difiere del valor anteriormente usado se repite el cálculo. Generalmente se requieren unas cuatro iteraciones para lograr la convergencia

Una vez estimados la velocidad de onda cortante  $v_s$  y el amortiguamiento  $\zeta$  se procede a calcular la aceleración máxima en la corona como sigue.

- Se determinan los periodos naturales de vibración para el segundo y tercer periodos de vibración

$$T_2 = 1.14 \frac{H}{v_s}, \quad T_3 = 0.73 \frac{H}{v_s} \quad (12.34)$$

- Se determina la aceleración espectral para el segundo y tercer modos de vibración  $S_{a2}$  y  $S_{a3}$ , a partir del espectro de respuesta utilizando los correspondientes periodos naturales de vibración y el amortiguamiento
- Se determinan las aceleraciones máximas en la corona para los primeros tres modos de vibración como

$$a_{1,\max} = 1.6S_{a1}, \quad a_{2,\max} = 1.06S_{a2}, \quad a_{3,\max} = 0.86S_{a3} \quad (12.35)$$

- El valor máximo de la aceleración en la corona puede obtenerse de una forma muy aproximada al calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las aceleraciones máximas de los tres primeros modos.

$$a_{\text{corona,máx}} = \sqrt{a_{1,\max}^2 + a_{2,\max}^2 + a_{3,\max}^2}$$

Como resultado final de este proceso de cálculo, se obtienen la velocidad de onda cortante  $v_s$ , el amortiguamiento  $\zeta$  y la aceleración máxima en la corona  $a_{\text{corona,máx}}$ . La relación entre esta aceleración y la aceleración máxima de terreno  $a_{\text{base,máx}}$  ( $a_0$ ) define la amplificación de respuesta dinámica de la presa.

Si la presa está cimentada sobre un depósito de suelo, el procedimiento de cálculo anterior será igualmente aplicable. El efecto del sitio se podrá tomar de dos maneras. Una de ellas será considerar el espectro de respuesta que se especifica en la base de la presa pero tomando en cuenta el efecto de la presencia del depósito de suelo. Por otro lado se podrá agregar el estrato de suelo al modelo de la presa, considerando una nueva presa con la altura aumentada y con propiedades que reflejen el comportamiento promedio de la presa y la cimentación. El segundo modelo dejará de ser eficiente cuando las propiedades de la presa y la cimentación sean muy diferentes.

### 3.12.6.3 Estabilidad sísmica

Los procedimientos de análisis pseudoestático que se describen a continuación se enfocarán a cuatro casos: enrocamiento con leyes Mohr–Coulomb lineal y no lineal, materiales graduados y sección homogénea cohesiva. Los materiales involucrados en los cuatro casos serán sin pérdida de resistencia por lo que no se considerará la generación del exceso de presión de poro. Se aplicarán las consideraciones expuestas en la sección 3.12.1.4 para tales análisis.

Si se emplea la ley de Mohr–Coulomb lineal en una presa de enrocamiento se considerará un ángulo de fricción interna del material  $\phi'$ . Cuando el talud tiene una inclinación  $\beta$  y el sismo está representado por el coeficiente sísmico  $k_h$  el factor de seguridad  $F$  será:

$$F = \frac{1 - k_h \tan \beta}{k_h + \tan \beta} \tan \phi' \quad (12.36)$$

EL coeficiente sísmico se estimará con base en la aceleración máxima del terreno ( $a_0$ ) de acuerdo con los criterios descritos en la sección 3.12.4.1. El coeficiente de aceleración de fluencia o crítica  $k_y$  estará dada por

$$k_y = \tan(\phi' - \beta) \quad (12.37)$$

Si se supone una cuña deslizante de enrocamientos con cara vertical, la aceleración crítica estará dada por

$$k_y = \text{sen}(\phi' - \beta) \quad (12.38)$$

Las ecuaciones 12.36 a 12.38 son útiles para evaluar las cortinas de enrocamiento con cara de concreto o con corazón impermeable, siempre y cuando éste tenga taludes fuertemente inclinados. Estas ecuaciones también sirven para evaluar fallas someras en los taludes de enrocamiento.

La ley de Mohr–Coulomb (resistencia al corte) no lineal en enrocamientos queda expresada como

$$\tau_f = A_p P_a \left( \frac{\sigma'}{P_a} \right)^L \quad (12.39)$$

donde

- $\sigma'$  es el esfuerzo efectivo normal en los planos de falla
- $P_a$  es la presión atmosférica
- $A_p, L$  son los parámetros de material, adimensionales y no negativos, y que se pueden determinar usando los datos obtenidos de las pruebas triaxiales o de corte directo

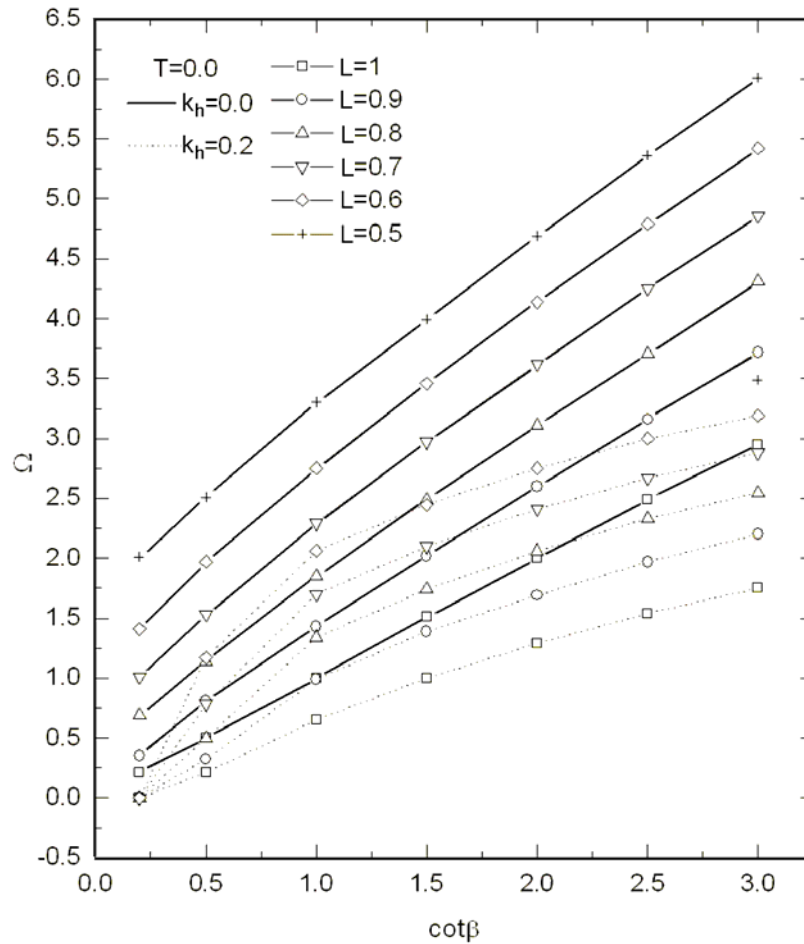


Figura 12.6. Función  $\Omega$  dependiente del coeficiente sísmico  $k_h$ .

El factor de seguridad  $F$  de una presa con altura  $H$  y peso volumétrico  $\gamma_m$  será:

$$F = \Omega A_p \left( \frac{\gamma_m H}{P_a} \right)^{L-1} \quad (12.40)$$

La función  $\Omega$  está dada en la figura 12.6 como dependencia del coeficiente sísmico  $k_h$ , inclinación de talud  $\beta$  y el parámetro  $L$ . Si el material está total o parcialmente sumergido, se deberá considerar el peso volumétrico respectivo para tomar en cuenta tal efecto.

En una sección homogénea puramente cohesiva (Koppula, 1984) se supone que la cohesión  $c$  varía linealmente con la profundidad

$$c = c_0 \left( 1 + \alpha_c \frac{z}{H} \right) \quad (12.41)$$

donde

- $z$  es la profundidad que se mide desde la corona hacia la base
- $c_0$  es la cohesión en la corona
- $\alpha_c$  es la razón adimensional del incremento de la cohesión

El factor de seguridad está dado por F

$$F = \frac{C_0}{\gamma_m H} (\alpha_c N_1 + N_2) \quad (12.42)$$

Donde los dos números de estabilidad  $N_1$  y  $N_2$  se encuentran en las figuras 12.7a y 12.7b. El primero de ellos se expresa como función del ángulo de inclinación del talud  $\beta$  y el coeficiente sísmico  $k$  ( $a_0$ ) y el segundo depende adicionalmente del espesor de la cimentación que está relacionado con la altura de la presa a través de un factor adimensional D.

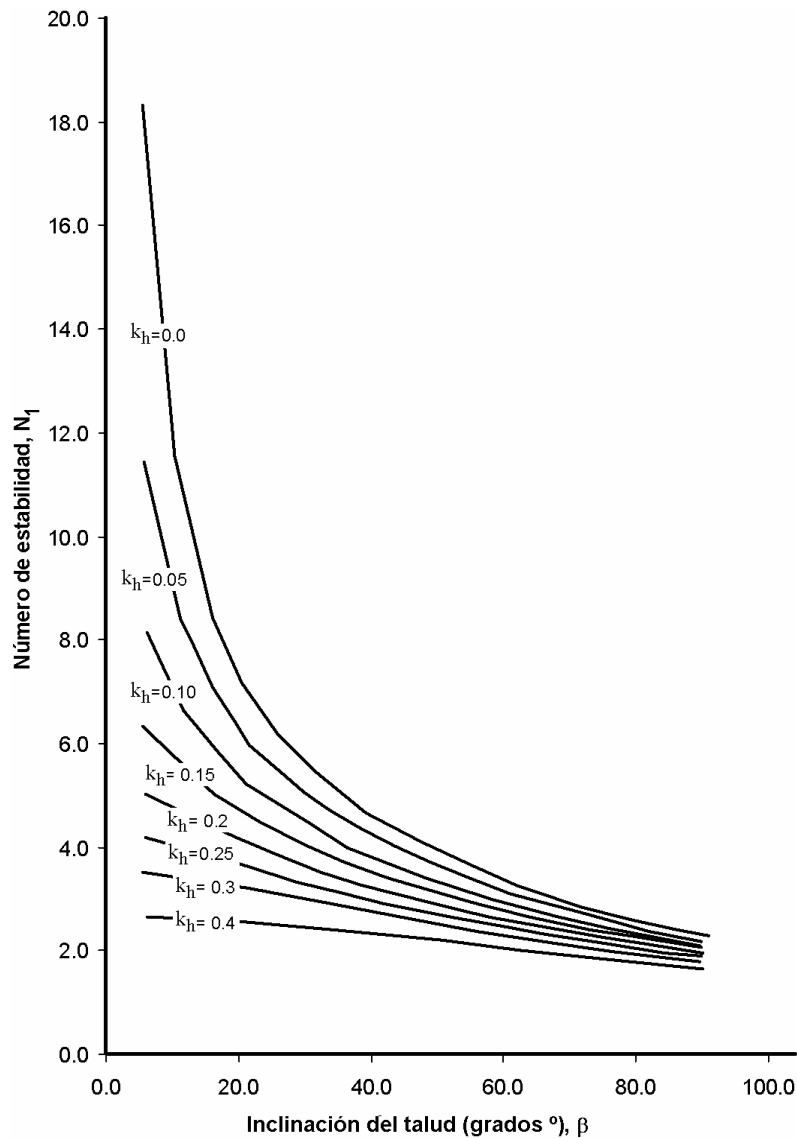


Figura 12.7a. Número de estabilidad  $N_1$ .

Para la presa de enrocamiento con la ley Mohr–Coulomb lineal, la aceleración de fluencia o crítica  $k_y$  se calcula a través de una fórmula analítica. En otros casos dichas aceleraciones se podrán obtener al interpolar la variación del factor de seguridad contra el coeficiente sísmico. La aceleración crítica corresponderá a un factor de seguridad unitario.

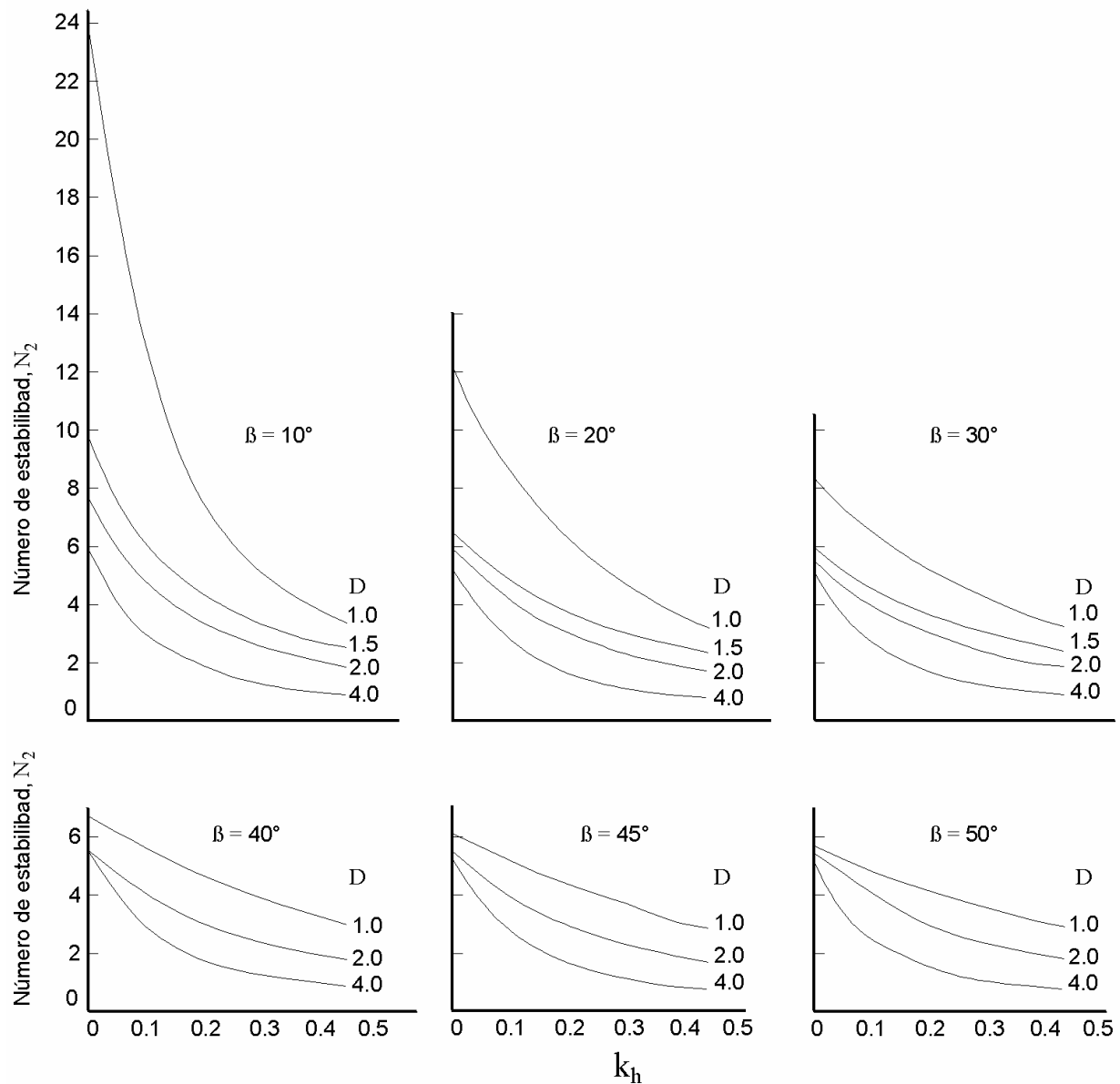


Figura 12.7b. Número de estabilidad  $N_2$ .

#### 3.12.6.4 Deformación permanente sísmica

**Deformación lateral.** La deformación permanente sísmica se estimará de acuerdo con el método Seed y Makdisi (1978, 1979) usando la figura 12.8. Primero se calculan la aceleración crítica  $k_y$  y la aceleración máxima promedio de la masa deslizante. Esta última se estimará de acuerdo con la figura 12.9 conociendo la aceleración máxima en la corona y la máxima profundidad de la masa deslizante. Después, se definirá la deformación permanente usando la figura 12.8 y la magnitud del sismo.

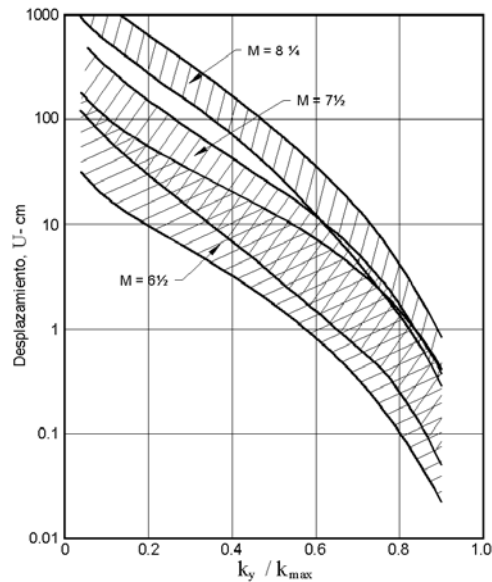


Figura 12.8. Deformación permanente sísmica (Makdisi y Seed, 1978, 1979).

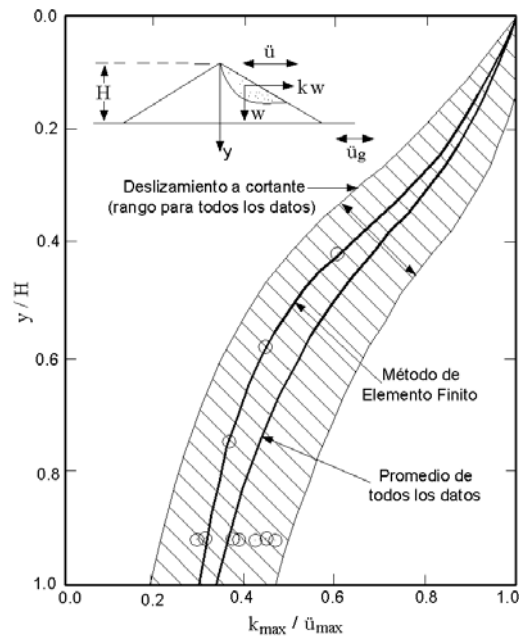


Figura 12.9. Aceleración máxima promedio de la masa deslizando.

**Asentamiento.** Para presas de enrocamiento o material graduado, se podrá estimar el asentamiento de la presa mediante la figura 12.10 donde se relaciona el asentamiento relativo en la corona, como el porcentaje con respecto a la altura de la cortina, con un parámetro llamado índice de severidad sísmica (ESI) que se define como (Bureau *et al*, 1985; Bureau, 1997)

$$ESI = k_{\max} (M - 4.5)^3 \quad (12.43)$$

donde

$M$  es la magnitud del sismo

$k_{\max}$  es la aceleración máxima del terreno ( $a_0$ ) como una fracción de la aceleración de gravedad



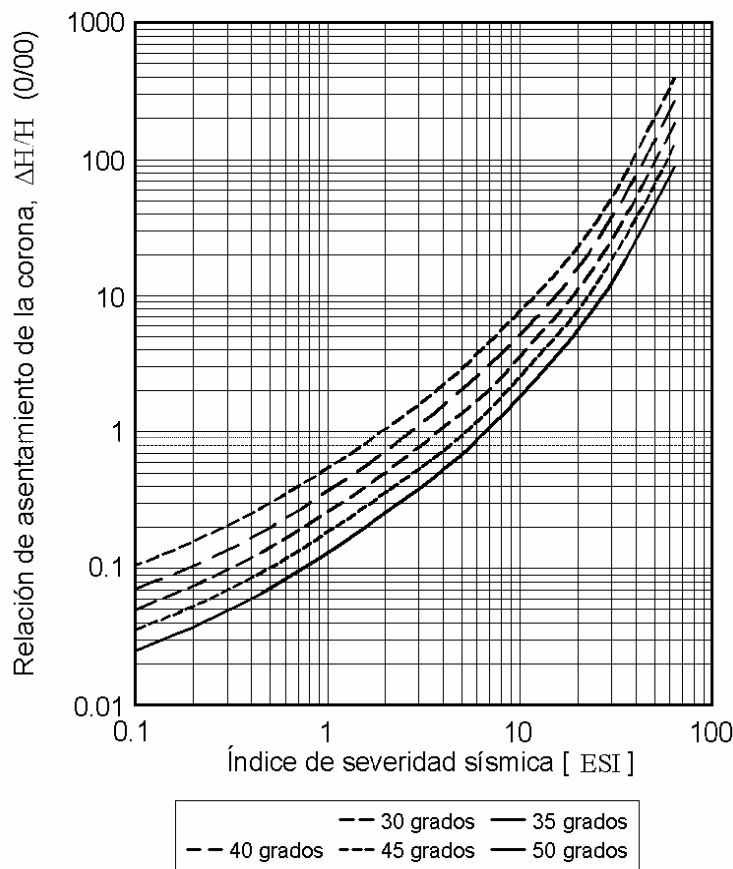


Figura 12.10. Asentamiento de presas de enrocamiento o material graduado.

Para el uso de la figura 12.10 también se requiere el valor del ángulo de fricción del respaldo.

### 3.12.7 ANÁLISIS DETALLADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

#### 3.12.7.1 Generalidades

El análisis detallado dividirá el estudio en varios pasos. Comenzará por el estudio estático, seguido por el análisis de la respuesta dinámica. Teniendo las condiciones estáticas y sísmicas, se determinarán los cambios que pudieran sufrir las resistencias al corte de los materiales por efectos de la generación del exceso de presión de poro o la acumulación de la deformación residual. Dependiendo de la forma y magnitud de los cambios en las propiedades de los materiales se llevarán a cabo los estudios de estabilidad y deformación, correspondientes a las cargas sísmicas o a las condiciones pos sísmicas.

El análisis detallado será aplicable para todos los tipos de material y cubre todos los aspectos de análisis mencionados en la sección 3.12.1.4. Este análisis es adecuado cuando se requiere determinar el desempeño sísmico de las presas con mayor precisión que el análisis simplificado, aún cuando los materiales involucrados no tienen pérdida de resistencia. Cuando los materiales poseen potencial de pérdida de resistencia, el análisis detallado proporciona soluciones efectivas, usando mucho menos parámetros de material que en los análisis completos.

En todos los análisis descritos en esta sección, la cimentación de la presa deberá incluirse en el modelo de la cortina. Es por ello que, las excitaciones sísmicas deberán aplicarse al nivel de la roca basal del depósito natural de la cimentación.

### **3.12.7.2 Análisis estático**

Los análisis dinámicos tendrán que partir de un análisis estático, representando éste, de manera fidedigna, el estado de comportamiento que guarda la presa antes de la ocurrencia de los sismos. Dependiendo de cómo se definen los componentes de carga estática en las combinaciones sísmicas, se deberá estudiar el comportamiento de la presa en las diferentes etapas de su vida útil. El análisis estático tendrá que contemplar los escenarios de construcción, primer llenado, vaciado rápido y flujo establecido.

El análisis estático, por lo general, se efectuará por medio del método del elemento finito u otros métodos con alcances similares. En el análisis se deberán considerar propiedades no lineales del suelo, secuencias de construcción por etapas, fuerzas de filtración y otras condiciones realistas del sitio. El modelo elástico no lineal del tipo Duncan–Chang es ampliamente empleado y deberá considerarse como requisito mínimo para este tipo de análisis. Otros modelos más refinados, como los del tipo elastoplástico, también se podrán usar, siempre y cuando los parámetros de los materiales se puedan determinar con cierto grado de confiabilidad. En cualquier de estos modelos, se deberán considerar las características típicas de los materiales de construcción en las presas tales como: variación del ángulo de fricción en los enrocamientos, dependencia de los módulos de elasticidad con los niveles de esfuerzos de confinamiento y de esfuerzos cortantes, así como cambios en los módulos cuando el estado de esfuerzo se modifica de la carga inicial a la descarga o recarga. En las presas de enrocamiento, se deberá considerar la diferencia de los módulos entre las etapas de construcción y llenado.

El análisis podrá llevarse a cabo en términos de esfuerzos efectivos o totales. Si se consideran los esfuerzos totales, deberá efectuar el análisis de flujo de agua y estimar las presiones de poro generadas por las cargas estáticas, todo esto con la finalidad de que sean estimados los módulos dinámicos iniciales congruentes con el nivel de esfuerzo efectivo. Como resultado del análisis estático, se deberá reportar distribución de esfuerzos, presiones de poro, deformaciones y desplazamientos, localizar zonas de plastificación y agrietamiento, y determinar la estabilidad global y local de la presa. Se determinará también la distribución de módulos dinámicos iniciales de acuerdo con la combinación de carga sísmica definida.

### **3.12.7.3 Respuesta dinámica**

El análisis de la respuesta dinámica se llevará a cabo en términos de esfuerzos totales aunque los módulos dinámicos iniciales se definen en términos de esfuerzos efectivos. Para cada análisis de respuesta dinámica se deberá especificar la condición inicial considerada. Se supondrá que los módulos dinámicos varíen exclusivamente con el nivel de deformación cíclica. No se considerarán otros efectos que pudieran afectar los módulos.

El análisis se podrá llevar a cabo en el dominio del tiempo (paso a paso) o de la frecuencia. El método del espectro de respuesta también se podrá utilizar. Por lo general, se considerarán solamente las excitaciones sísmicas en la dirección del eje del río. Para presas de importancia, se

tomarán en cuenta, adicionalmente, las excitaciones en la dirección del eje de la cortina o en la dirección perpendicular al eje del río. La influencia de los efectos hidrodinámicos del vaso se podrá descartar en el análisis con la salvedad de presas de enrocamiento con cara de concreto.

Por lo general, la cimentación rocosa no se incluirá en el modelo. Su influencia se toma cuando se agregan condiciones de flexibilidad y viscosidad a la base rígida del modelo. Como el modelo deberá acotarse a un dominio finito se deberán aplicar diferentes tratamientos a las fronteras lejanas del depósito del cauce. Si el análisis se realiza en el dominio de la frecuencia se disponen métodos para considerar la estratigrafía del depósito suponiendo propiedades viscoelásticas uniformes en cada estrato de suelo. Si el análisis es de paso a paso, las condiciones viscosas simples son las de mayor uso.

Los modelos de material pueden ser elásticos lineales o lineales equivalentes. Si el modelo elástico lineal es seleccionado, se deberá tomar en cuenta la degradación de los módulos elásticos y el amortiguamiento, correspondientes al nivel de deformación cíclica. Esto se puede lograr usando la estimación preliminar del comportamiento global de la presa en cuanto a la degradación y el amortiguamiento, como se expuso en la sección 3.12.2.4. Los módulos de todos los materiales se reducirán uniformemente por un porcentaje y se aplicará en el análisis un amortiguamiento único.

El origen del modelo lineal equivalente proviene del clásico modelo viscoelástico lineal, donde la rigidez y el comportamiento viscoso del material se representa por un resorte y un amortiguamiento conectados en paralelo. En comparación al modelo clásico, el modelo lineal equivalente introduce dos conceptos adicionales: a) la rigidez y, especialmente, el amortiguamiento varían puntualmente en el cuerpo de la presa y b) la rigidez y el amortiguamiento varían de acuerdo al nivel de deformación cíclica por cortante que se experimenta en el material. Para una mayor deformación, la rigidez se reduce y el amortiguamiento se incrementa. Los módulos de rigidez y amortiguamientos varían en función del nivel de deformación equivalente por cortante que se estimará como 0.65 veces la deformación máxima por cortante en cada punto de la presa. En ocasiones, el valor de 0.65 se sustituirá por otro que oscila en entre 0.55 y 0.75.

Se deberá tomar en cuenta un valor de amortiguamiento diferente en cada punto de la presa, Si el análisis se realiza en el dominio de la frecuencia, se empleará un módulo complejo  $G^*$  definido como (Romo y Villarraga, 1988).

$$G^* = G \left( 1 - 2\zeta^2 + 2i\zeta\sqrt{1-\zeta^2} \right) \quad (12.44)$$

donde

$G, \zeta$  son el módulo de cortante y amortiguamiento, respectivamente  
 $i = \sqrt{-1}$

Si el análisis se procede paso a paso, se podrá usar el concepto de amortiguamiento de Rayleigh usando dos constantes  $\alpha_R$  y  $\beta_R$  que relacionan linealmente el amortiguamiento  $c_R$ , la rigidez  $k$  y la masa  $m$  como  $c_R = \alpha_R m + \beta_R k$ . En donde las constantes se expresan como

$$\alpha_R = \zeta \omega_1 \quad \text{y} \quad \beta_R = \zeta / \omega_1 \quad (12.45)$$

donde

$\omega_1$  es la frecuencia fundamental de la presa

En el procedimiento paso a paso, los intervalos de tiempo para una presa típica varían entre 0.005 y 0.02 s. En el dominio de la frecuencia, la máxima frecuencia del análisis debe coincidir con la resolución temporal de las aceleraciones de entrada. El hecho de que se filtren las frecuencias altas en el análisis afectará poco los resultados ya que las frecuencias importantes de las presas típicas son menores que 20 Hz con las más predominantes que varían entre 5 a 10 Hz.

Si las condiciones de la boquilla lo ameritan se deberá considerar el efecto tridimensional ya que al ignorarlo, se obtendrán concentraciones de aceleraciones menores en la sección máxima de la presa y consecuentemente estimaciones de estabilidad y deformación menos conservadoras.

### 3.12.7.4 Iniciación de pérdida de resistencia

Los suelos que se clasifican con pérdida de resistencia, según el análisis de susceptibilidad descrito en la sección 3.12.2.3, se someterán a un estudio de la iniciación de pérdida de resistencia cuyo objetivo es reclasificarlos según su potencial de pérdida de resistencia y determinar los cambios que pudieran tener en sus resistencias al corte.

El potencial de pérdida de resistencia se definirá en términos del factor de seguridad contra la licuación  $F_1$  que es el cociente entre la resistencia cíclica  $\tau_1$  y el esfuerzo cortante cíclico generado en el sismo  $\tau_c$  (Marcuson III *et al*, 1992)

$$F_1 = \frac{\tau_1}{\tau_c} \quad (12.46)$$

Los suelos previamente identificados con pérdida de resistencia se reclasificarán de acuerdo con el intervalo del valor del factor de seguridad contra la licuación  $F_1$  (tabla 12.16).

Tabla 12.16. Clasificación de los suelos según su potencial de pérdida de resistencia.

Factor de seguridad contra la licuación $F_1$	Suelo
$F_1 \leq 1.1$	Con pérdida de resistencia por flujo
$1.1 < F_1 \leq 1.4$	Con pérdida de resistencia por movilidad cíclica
$F_1 > 1.4$	Sin pérdida de resistencia

El esfuerzo  $\tau_c$  en un determinado punto de la presa se calculará como 0.65 veces el esfuerzo por cortante máximo que se registra en un sismo. Las historias de esfuerzos por cortantes calculadas en el análisis de la respuesta dinámica sirven para la anterior estimación. Para las presas, nuevas o existentes, la resistencia cíclica del material de la cortina y de la cimentación se deberá determinar en pruebas triaxiales cíclicas simulando las condiciones de esfuerzos iniciales de campo y las historias de esfuerzos por cortantes correspondientes a los sismos en cuestión. A falta de datos experimentales directos y si las presas son existentes o bien los materiales que se van a estudiar son del depósito de la cimentación, se podrán emplear los métodos empíricos que están basados en las pruebas de campo, siendo el más confiable el de la prueba de penetración estándar.

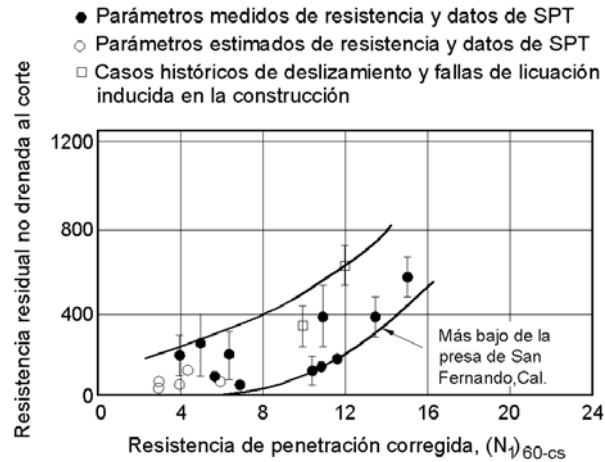


Figura 12.11. Determinación de la resistencia no drenada residual en función del número de golpes obtenidos en las pruebas de penetración estándar.

En los suelos con pérdida de resistencia por flujo se determinará la resistencia no drenada residual, ya sea por medio de pruebas de laboratorio ó de campo. La figura 12.11 muestra la determinación de dicha resistencia en función del número de golpes obtenidos en las pruebas de penetración estándar (Seed y Harder, 1990). En los suelos con pérdida de resistencia por movilidad cíclica se determinará la generación del exceso de presión de poro de acuerdo con el factor de seguridad estimado.

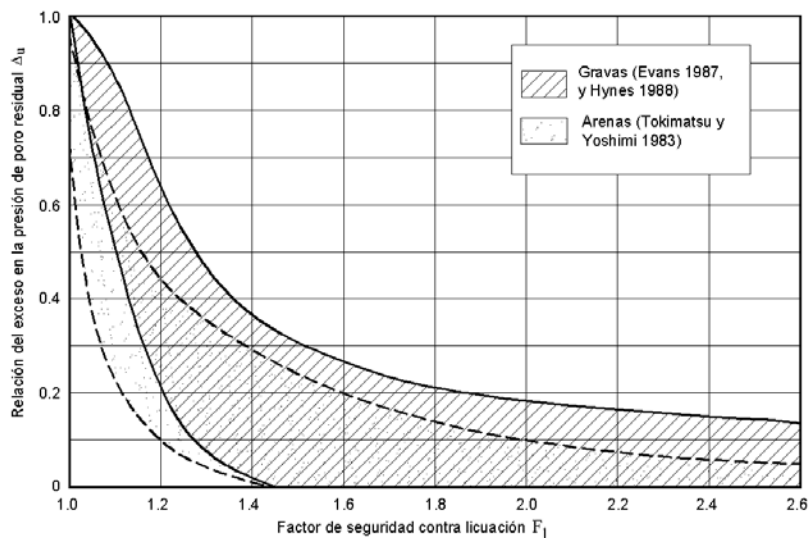


Figura 12.12. Cociente entre el exceso de presión de poro  $\Delta u$  y el esfuerzo efectivo de confinamiento estático  $\sigma'_0$ .

Se podrá adoptar la figura 12.12 para determinar el cociente entre el exceso de presión de poro  $\Delta u$  y el esfuerzo efectivo de confinamiento estático  $\sigma'_0$ . Se calculará el nuevo valor de la resistencia no drenada del suelo usando los parámetros de resistencia estáticos en términos de esfuerzos efectivos, la presión de poro estática y el exceso de presión de poro estimado. Si la nueva resistencia no drenada es mayor que la resistencia no drenada estática, se usará esta última en los posteriores análisis de estabilidad y deformación. En los suelos sin pérdida de resistencia, se considerará que la generación de presión de poro no afecte su comportamiento por lo que se conservan sus resistencias estáticas.

### 3.12.7.5 Estabilidad sísmica

Si los materiales de la presa no presentan pérdida de resistencia, se empleará el concepto de análisis seudoestático para determinar el factor de seguridad global de la presa y se aplicarán las consideraciones expuestas en la sección 3.12.1.4 para dichos análisis.

Los métodos de análisis para la estabilidad de taludes convencionales serán aplicables para estos casos. Los círculos de falla son las superficies de falla más típicas, aunque no se deberán descartar fallas por cuña en presas de enrocamiento con corazón impermeable o fallas someras en cuerpos de respaldo. Las condiciones estáticas de flujo de agua seguirán siendo vigentes durante la aplicación de cargas seudoestáticas.

Los parámetros de resistencia en los suelos sin pérdida de resistencia para los estudios seudoestáticos podrán usarse de la siguiente manera (Duncan y Wright, 2005).

- 1) Se emplearán los parámetros de resistencia drenada estática con la excepción de arcillas plásticas para las que se usarán las resistencias no drenadas estáticas.
- 2) Se determinarán las resistencias no drenadas calculadas en términos de los parámetros de resistencia drenada tomando en cuenta las condiciones de esfuerzos efectivos estáticos. Estas resistencias deberán calcularse en la superficie de falla previamente definida.

Se aplicará una reducción no mayor a 20% a estos parámetros estáticos.

Si los factores de seguridad se encuentran dentro del límite de tolerancia, las deformaciones permanentes sísmicas serán, por lo general, pequeñas. Se podrá omitir el cálculo de éstas en presas de bajo riesgo.

### 3.12.7.6 Deformación permanente sísmica

Se estimará la deformación permanente sísmica cuando los materiales de la presa no presentan pérdida de resistencia, aplicando el método de Newmark (1965). Aunque los principios del análisis seudoestáticos se aplicarán para este estudio, a diferencia del análisis de estabilidad sísmica se deberá considerar la distribución no uniforme de aceleraciones máximas en la presa. El procedimiento consiste en los siguientes pasos (Abramson *et al*, 1996)

- Se seleccionará una serie de superficies de falla con potencial de deslizamiento.
- Se asignarán los parámetros de resistencia de acuerdo con los criterios descritos en la sección 3.12.7.4.
- Se calcularán las aceleraciones críticas de las masas deslizantes correspondientes a estas superficies de falla para determinar la superficie con la menor aceleración crítica. Esta superficie de falla es la que produciría la mayor deformación plástica. En estos cálculos se suponen fuerzas sísmicas uniformes en las masas deslizantes.
- Se estimará la historia de aceleración promedio  $a_p(t)$  a lo largo de la superficie de falla con la menor aceleración crítica, definida en el inciso anterior, de la siguiente manera:

$$a_p(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_i a_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_i} \quad (12.47)$$

donde

- $a_i(t)$  es la historia de aceleración en el fondo de la dovela  $i$
- $m_i$  es la masa de la dovela  $i$
- $N$  es el número total de dovelas consideradas para la superficie de falla en estudio

- Se aplicará la doble integración de la historia de aceleración  $a_p(t)$  usando la mínima aceleración crítica.

Además de las deformaciones permanentes estimadas por el método de Newmark se deberán determinar las deformaciones volumétricas en la cimentación.

### 3.12.7.7 Estabilidad pos sísmica

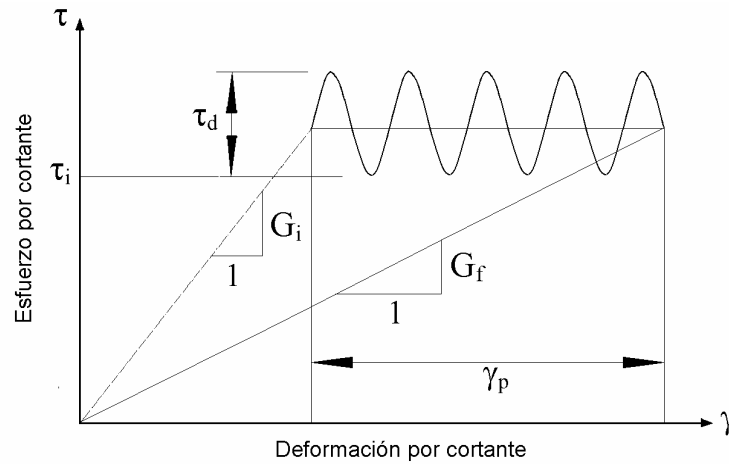
Si en alguna parte de la presa se detecta la existencia de materiales con pérdida de resistencia, se determinarán los factores de seguridad estáticos usando las resistencias al corte afectadas por los efectos sísmicos. Para lograr tal objetivo, se aplicarán los métodos de análisis de estabilidad convencionales sin considerar efectos sísmicos. Se aplicarán las consideraciones descritas en la sección 3.12.1.4. Los parámetros de resistencia al corte afectados por sismo en los materiales con pérdida de resistencia se determinarán de acuerdo con el procedimiento descrito en la sección 3.12.7.4.

Los factores de seguridad deberán ser mayores que 1.2 para sismo de servicio y 1.0 para sismos de prevención de colapso.

### 3.12.7.8 Deformación permanente pos sísmica y otros daños pos sísmicos

Si en alguna parte de la presa se detecta la existencia de materiales con pérdida de resistencia, se llevará a cabo un análisis estático del comportamiento esfuerzo–deformación, usando las resistencias al corte afectadas por los efectos sísmicos. Se aplicarán las consideraciones descritas en la sección 3.12.1.4. Los modelos de suelo suelen ser elásticos lineales o no lineales.

El objetivo del análisis será determinar el estado de esfuerzos–deformaciones de toda la presa después del sismo incluyendo 1) la configuración deformada completa de la presa abarcando la pérdida de bordo libre y las deformaciones laterales de los taludes, 2) el cambio en el estado de esfuerzos con respecto a la condición estática en diferentes zonas de material y 3) el desarrollo de zonas de agrietamiento y plastificación debido a los efectos sísmicos. Antes de realizar el análisis se deberá contar con los resultados del análisis estático y dinámico, descritos en las secciones 3.12.7.2 y 3.12.7.3. Con base en los esfuerzos dinámicos, su magnitud y número de ciclos de vibración, se modificarán las propiedades esfuerzo–deformación de los materiales. Finalmente con las curvas esfuerzo deformación modificadas se analizará la presa logrando definir el estado de esfuerzos–deformaciones de la presa después del sismo. La diferencia entre los resultados del análisis estático o inicial y el análisis final arroja el cambio en el estado de esfuerzos–deformaciones en virtud del sismo. Los estudios se realizarán por lo general en términos de esfuerzos totales.

Figura 12.13. Módulo elástico de cortante final  $G_f$ .

El cambio en las curvas esfuerzo deformación se podrá definir por medio del concepto del potencial de deformación. Dicho potencial es la deformación permanente que se puede desarrollar en un espécimen de laboratorio de suelo sujeto a los mismos esfuerzos estáticos y dinámicos que se esperarían experimentar en el campo. En el campo, los elementos de suelo están restringidos por sus elementos adyacentes sin que tengan la libertad de desarrollar toda la deformación permanente registrada en el laboratorio, esto se considerará valor potencial para las condiciones de campo. El potencial de deformación se determina en el laboratorio por medio de pruebas triaxiales cíclicas (Ishihara *et al*, 1990; Kramer, 1996). Teniendo estas deformaciones especificadas y contando con el modelo esfuerzo deformación estático será posible definir el modelo esfuerzo–deformación modificado. Si el modelo de suelo es elástico lineal, el módulo elástico de cortante final  $G_f$  se definirá como (figura 12.13):

$$\frac{1}{G_f} = \frac{1}{G_i} + \frac{\gamma_p}{\tau_i} \quad (12.48)$$

donde

$G_i$  es el módulo de cortante inicial

$G_f$  es el módulo elástico de cortante final

$\tau_i$  es el esfuerzo cortante inicial en un punto de la presa

$\gamma_p$  es el potencial de deformación en dicho punto. Para otros modelos de suelo usando módulos secantes, se podrá definir módulos secantes modificados de manera similar

Como una alternativa para especificar analíticamente el potencial de deformación se ha propuesto la siguiente ecuación

$$\frac{\tau_d + \tau_i}{P_a} = \frac{\gamma_i + \gamma_p}{a + b(\gamma_i + \gamma_p)} \left( \frac{\sigma'_0}{P_a} \right)^n \quad (12.49)$$

De la cual se podrá estimar el potencial de deformación  $\gamma_p$  con base en la magnitud del esfuerzo por cortante dinámico  $\tau_d$ , la deformación por cortante inicial  $\gamma_i$  y los parámetros del material  $a$ ,  $b$  y  $n$  (figura 12.14).



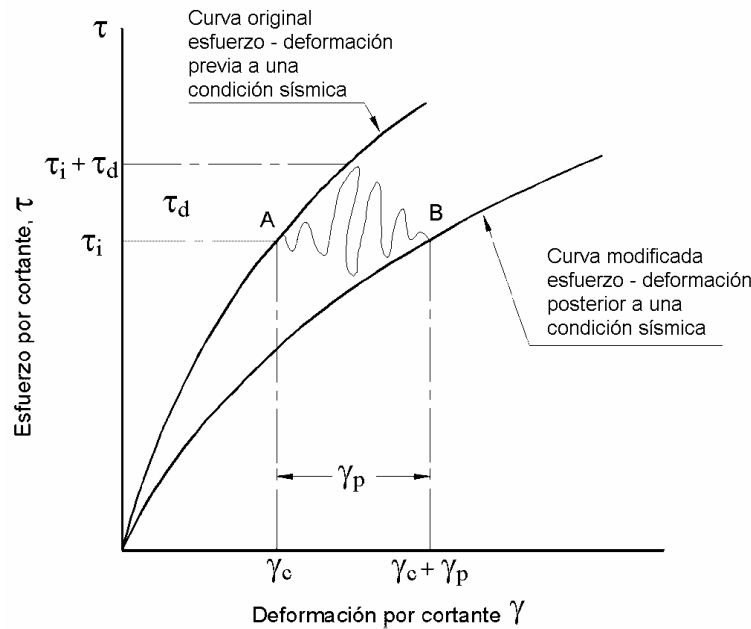


Figura 12.14. Potencial de deformación  $\gamma_p$ .

### 3.12.8 ANÁLISIS COMPLETO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

#### 3.12.8.1 Generalidades

Los análisis completos reunirán todos los análisis descritos en la sección 3.12.7 en un solo estudio, que comienza desde las condiciones estáticas hasta un lapso de tiempo después de la culminación del sismo. Se analizarán todos los aspectos sísmicos empleando un modelo unificado o bien un conjunto de modelos consistentemente relacionados. Aunque no se puede calcular factores de seguridad, se obtendrá el patrón completo de esfuerzos, deformaciones, aceleraciones y desplazamientos en cualquier punto de la cortina y cimentación, desde los materiales térreos hasta elementos estructurales como juntas y losas. En materiales saturados se conseguirá la estimación de generación y disipación del exceso de presión de poro. En la actualidad, este tipo de análisis está ganando cada vez mayor uso, proporcionando herramientas complementarias a los análisis simplificados y detallados.

Los análisis completos se clasifican en tres grupos: elastoplástico, no lineal directo y elastoplástico avanzado. Todos ellos son del tipo no lineal por lo que se implementarán en un esquema temporal paso a paso. Aunque son efectivos para muchos problemas no lineales, los métodos de solución implícitos pudieran tener problemas de convergencia en los materiales geológicos porque se exhiben en ellos fenómenos como inestabilidad física o deslizamiento instantáneo, dependencia de las trayectorias de carga, ablandamiento por deformación o colapso volumétrico. Para estos casos, la integración temporal explícita ofrecerá ventajas sobre los métodos implícitos. La solución explícita expresará la aceleración en cada punto de la presa en una relación con la masa concentrada y las fuerzas concentradas en dicho punto (Belytschko *et al*, 2000):

$$\{a\} = \frac{1}{m} (\{f_{\text{ext}}\} - \{f_{\text{int}}\} - \{f_{\text{amort}}\}) \quad (12.50)$$

donde

---

$\{a\}$	es el vector de aceleración
$\{f_{ext}\}$	es la fuerza externa
$\{f_{int}\}$	es la fuerza interna
$\{f_{amort}\}$	es la fuerza de amortiguamiento

La fuerza exterior proviene de cargas sísmicas y la fuerza interna se proporciona por la rigidez del material, que esta, a su vez, prescrita por la relación esfuerzo deformación. La fuerza de amortiguamiento incluirá los efectos viscosos del tipo Rayleigh y los efectos histeréticos. En el análisis explícito no se requieren iteraciones en cada paso temporal pero los intervalos de tiempo deberán ser suficientemente pequeños para no causar inestabilidad numérica. Las condiciones estáticas o iniciales se determinarán, por lo general, usando la solución implícita.

### 3.12.8.2 Modelo elastoplástico

El modelo elastoplástico se implementará dentro del marco de la teoría de plasticidad reconociendo que el aspecto físico principal del comportamiento no lineal del material es la deformación no recuperable. La relación esfuerzo deformación más sencilla es el comportamiento elástico y plástico perfecto. La relación esfuerzo deformación se mantiene lineal hasta que se encuentra un estado de fluencia a partir del cual la deformación total del material se separa en dos partes: elástica recuperable y plástica no recuperable. La función de fluencia que especifica el estado de fluencia se definirá por la ley de Mohr–Coulomb que representará tanto el comportamiento drenado como no drenado de los suelos.

El modelo elastoplástico perfecto es sencillo y se encuentra implementado en la mayoría de los paquetes comerciales de análisis dinámico estructural. Será útil para capturar el comportamiento histerético de los materiales, esto es, la degradación de rigidez y amortiguamiento histerético de los materiales resultan del propio análisis sin que sean introducidos a priori al modelo. Se determinará la deformación permanente en todos sus componentes de los casos bi y tridimensionales. El análisis se llevará a cabo, por lo general, en términos de esfuerzos totales aunque las condiciones iniciales se determinarán en términos de esfuerzos efectivos.

El modelo ha sido usado ampliamente para analizar las presas en que no se involucran los materiales con pérdida de resistencia como la presa de enrocamiento con cara de concreto y de materiales graduados. Los parámetros de los materiales requeridos son módulo de corte máximo, relación de Poisson y ángulo de fricción y cohesión. Se incorporarán las leyes elastoplásticas de las juntas y de los contactos entre materiales para representar el comportamiento no lineal de estos elementos de interfaz.

### 3.12.8.3 Modelo no lineal directo

Los modelos no lineales directos se fundamentan en la hipótesis de elasticidad no lineal (Finn, 1990). El estado de esfuerzo general se descompondrá en dos estados independientes: desviador e isotrópico. Para cada uno de ellos se desarrollarán relaciones esfuerzo deformación. Para la componente desviadora, la curva esfuerzo deformación de carga inicial estará dada por (figura 12.15).

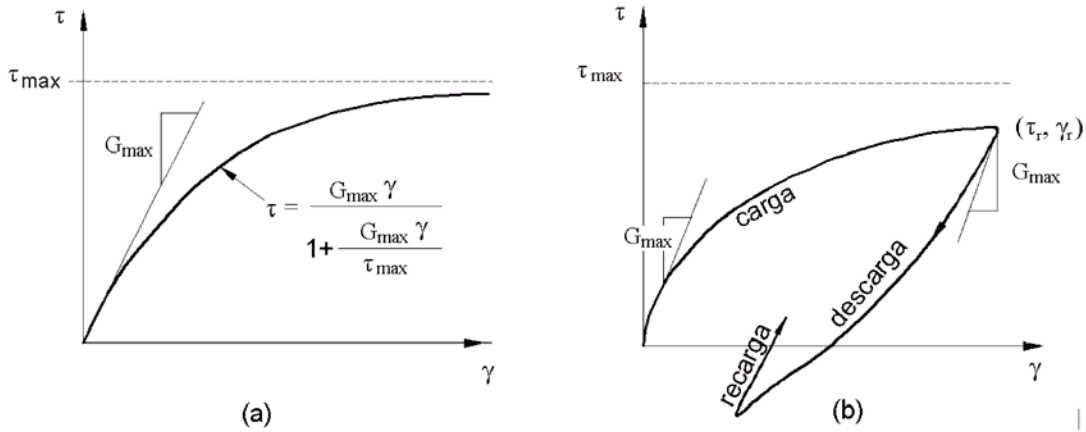


Figura 12.15. Curva esfuerzo deformación de carga inicial.

$$\tau = \frac{G_{\max} \gamma}{1 + \frac{G_{\max}}{\tau_{\max}} |\gamma|} \quad (12.51)$$

donde

- $\tau, \gamma$  es el esfuerzo y deformación por cortante
- $G_{\max}$  es el módulo cortante máximo
- $\tau_{\max}$  es la resistencia al corte

En la descarga donde el esfuerzo toma la dirección reversa, se aplicará la ley de Massing y la curva esfuerzo deformación se definirá como

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = \frac{G_{\max} (\gamma - \gamma_r)}{1 + \frac{G_{\max}}{2\tau_{\max}} |\gamma - \gamma_r|} \quad (12.52)$$

donde

- $\tau_r, \gamma_r$  son el esfuerzo y deformación al inicio de la descarga

La generación del exceso en presión de poro residual se podrá calcular de acuerdo con las ecuaciones empíricas.

El análisis no lineal directo sigue las trayectorias de carga durante las cargas sísmicas reproduciendo fielmente el comportamiento sísmico de los suelos que se observan en el laboratorio, como son los ciclos histeréticos, relación esfuerzo–deformación no lineal aún para deformaciones pequeñas y la acumulación de deformaciones residuales. Los análisis se efectuarán en términos de esfuerzos efectivos o totales. Aunque por lo general no se incluirán las presiones de poro transitorias, sus componentes residuales se analizarán en un proceso de generación y disipación. Estos modelos son versátiles porque podrán usarse en materiales sin pérdida de resistencia hasta con pérdida de resistencia por flujo. Se usarán pocos parámetros de los suelos, hecho que facilita considerablemente su uso en proyectos de ingeniería.

#### 3.12.8.4 Modelo elastoplástico avanzado

Estos modelos son una extensión de los modelos elastoplásticos descritos en la sección 3.12.8.2. Basados en el mismo marco teórico de la elastoplasticidad, los modelos incorporarán las leyes

---

constitutivas más avanzadas para poder tomar en cuenta más aspectos del comportamiento sísmico de los suelos. Los análisis se realizarán en términos de esfuerzos efectivos usando la teoría de Biot para simular el proceso de generación y disipación del exceso de presión de poro en suelos saturados (Zienkiewicz y Xie, 1991; Potts y Zdravkovic, 1999).

Estos modelos pretenden formular el comportamiento de los suelos de manera generalizada para condiciones estáticas y cíclicas y diferentes trayectorias de carga. A pesar de su generalidad teórica, dichos modelos dependen fuertemente de las trayectorias de carga. Adicionalmente se requiere determinar una gran cantidad de parámetros de los materiales por lo que su uso está limitado a estudios de investigación.



# **SECCIÓN 3.13**

## **AISLAMIENTO SÍSMICO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA**



## INDICE

	NOMENCLATURA .....	245
3.13.1	ALCANCE .....	247
3.13.2	SISTEMAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO.....	247
3.13.2.1	Disposiciones generales .....	247
3.13.2.2	Criterios de diseño .....	247
3.13.2.2.1	Generalidades.....	247
3.13.2.2.2	Características deseables del sistema de aislamiento.....	248
3.13.2.2.3	Estructuras en las que se recomienda el uso de aisladores .....	248
3.13.2.2.4	Niveles de protección del sistema de aislamiento.....	248
3.13.2.2.5	Procedimiento de diseño.....	249
3.13.2.2.6	Tipos de comportamiento de los dispositivos de aislamiento .....	249
3.13.2.3	Aisladores de hule natural.....	249
3.13.2.3.1	Apoyos laminados de hule (ALH).....	249
3.13.2.3.1.1	Rigidez lateral.....	250
3.13.2.3.1.2	Amortiguamiento viscoso .....	250
3.13.2.3.1.3	Factor de forma .....	250
3.13.2.3.1.4	Rigidez vertical.....	251
3.13.2.3.1.5	Deformación límite .....	252
3.13.2.3.1.6	Capacidad de carga contra el pandeo .....	253
3.13.2.3.2	Apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP) .....	253
3.13.2.3.2.1	Rigidez lateral.....	254
3.13.2.3.2.2	Fuerza de autocentrado .....	255
3.13.2.3.2.3	Capacidad de carga contra el pandeo .....	255
3.13.2.4	Aisladores deslizantes (AD) .....	255
3.13.2.4.1	Aislamiento con sistemas deslizantes PTFE.....	256
3.13.2.5	Métodos de análisis.....	258
3.13.2.5.1	Modelo lineal equivalente.....	259
3.13.2.5.1.1	Limitaciones del modelo.....	259
3.13.2.5.1.2	Rigidez efectiva ( $k_{ef}$ ).....	259
3.13.2.5.1.3	Amortiguamiento efectivo ( $\zeta_{ef}$ ).....	261
3.13.2.5.1.4	Influencia de la carga axial.....	261
3.13.2.5.2	Análisis estático lineal (AEL) .....	262
3.13.2.5.2.1	Limitaciones .....	262
3.13.2.5.2.2	Características del AEL.....	262
3.13.2.5.3	Análisis dinámico modal (ADM) .....	263
3.13.2.5.3.1	Limitaciones .....	263
3.13.2.5.3.2	Características del ADM.....	263
3.13.2.5.4	Análisis estático no lineal (AENL) .....	264
3.13.2.5.4.1	Limitaciones .....	264
3.13.2.5.4.2	Características del AENL .....	264
3.13.2.5.4.3	Control de los desplazamientos o fuerzas .....	265
3.13.2.5.5	Análisis paso a paso (APAP) .....	265



3.13.3	SISTEMAS CON DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA .....	266
3.13.3.1	Disposiciones generales .....	266
3.13.3.2	Criterios de diseño .....	266
3.13.3.2.1	Diseño del conjunto estructura–disipador .....	266
3.13.3.2.2	Valores de diseño de los sistemas disipadores de energía .....	267
3.13.3.2.3	Efectos bidireccionales.....	267
3.13.3.3	Dispositivos dependientes del desplazamiento.....	267
3.13.3.3.1	Amortiguamiento del sistema estructura–disipador .....	267
3.13.3.3.2	Fatiga en disipadores histeréticos.....	269
3.13.3.4	Dispositivos dependientes de la velocidad.....	269
3.13.3.4.1	Dispositivos de sólidos viscoelásticos.....	269
3.13.3.4.2	Dispositivos de fluidos viscoelásticos.....	270
3.13.3.4.3	Dispositivos de fluidos viscosos .....	271
3.13.3.5	Métodos de análisis.....	271
3.13.3.5.1	Análisis estático lineal (AEL) .....	272
3.13.3.5.2	Análisis dinámico modal (ADM) .....	273
3.13.3.5.3	Análisis estático no lineal (AENL) .....	273
3.13.3.5.4	Análisis paso a paso no lineal (APAP) .....	274
3.13.4	REQUISITOS COMPLEMENTARIOS.....	274
3.13.4.1	Colocación, inspección y mantenimiento .....	274
3.13.4.2	Características y anclajes de los dispositivos .....	274
3.13.4.2.1	Fuerza horizontal que transmiten los dispositivos.....	275
3.13.4.2.2	Holguras .....	275
3.13.4.3	Verificación experimental .....	275
3.13.4.3.1	Ensayes en sistemas de aislamiento sísmico .....	276
3.13.4.3.2	Ensayes en dispositivos disipadores de energía .....	277

## NOMENCLATURA

$A_b$	Área efectiva de un apoyo de hule	$(k)_{vh}$	Rigidez vertical de un apoyo de hule
$A_{pl}$	Área de la sección transversal del corazón de plomo en un apoyo de hule	$n$	Exponente que caracteriza el comportamiento de un amortiguador
$A_r$	Área reducida de un apoyo de hule	$L_b$	Longitud efectiva de un apoyo de hule
$(A)_D$	Área de un ciclo completo del diagrama fuerza–desplazamiento de un dispositivo	$N$	Carga vertical de servicio sobre un aislador
$B_b$	Ancho efectivo de un apoyo de hule	$(N)_{CM}$	Fuerza normal debida a carga muerta
$C$	Coefficiente de amortiguamiento de un disipador	$(N)_{Wa}$	Fuerza normal debida a carga viva instantánea
$D_b$	Diámetro efectivo de un apoyo circular de hule	$(N)_S$	Fuerza normal debida a carga lateral
$D_{cr}$	Desplazamiento crítico de pandeo de un apoyo con núcleo de plomo	$P_{cr}$	Carga crítica de pandeo elástico para un apoyo de hule con desplazamiento lateral nulo
$E$	Módulo de elasticidad del hule (tabla 13.2)	$P'_{cr}$	Carga crítica de pandeo elástico para un apoyo de hule cuando existe desplazamiento lateral
$E_{co}$	Módulo de compresibilidad volumétrica del hule	$q_H$	Factor de ajuste del ciclo de histéresis
$E_m$	Valor de las respuestas modales	$r_{ij}$	Factor de correlación
$E_c$	Módulo de compresibilidad efectiva del hule	$(R)_a$	Radio de curvatura de un aislador deslizante
$(E)_k$	Máxima energía de deformación en la estructura	$(R)_p$	Valor máximo probable del efecto combinado de las respuestas modales
$(F)$	Fuerza que se desarrolla en un dispositivo	$sgn$	Función signo
$F^+$ y $F^-$	Fuerzas en un disipador, que se presentan cuando ocurren los desplazamientos máximos $x_{max}^+$ y $x_{max}^-$ , respectivamente	$S_1$ y $S_2$	Factores para obtener la máxima aceleración de sistemas con dispositivos dependientes de la velocidad
$F_0$	Fuerza para a un desplazamiento nulo en un ciclo de histéresis	$S_i$	Factor de forma de una capa interna de hule
$F_i$	Fuerza de inercia asociada al grado de libertad $i$	$t_i$	Espesor de una capa de hule
$F_{in}$	Fuerza en el nivel $i$ del modo $n$	$T_d$	Periodo de vibrar de un sistema con apoyos deslizantes
$F_y$	Fuerza de fluencia de un apoyo con núcleo de plomo	$T_r$	Espesor total de las capas de hule
$g$	Aceleración de la gravedad	$(T)_1$	Periodo fundamental de la estructura
$G$	Módulo de rigidez al corte del hule (tabla 13.2)	$(T)_b$	Periodo donde termina la meseta del espectro de diseño
$I$	Momento de inercia mínimo de un apoyo de hule	$(T)_e$	Periodo de los apoyos con núcleo de plomo
$k$	Constante del material (hule, tabla 13.2)	$(T)_{ef}$	Periodo efectivo del sistema de aislamiento
$K''$	Rigidez asociada a la energía disipada por un dispositivo	$W$	Peso total de la estructura en condiciones de servicio
$K'$	Rigidez almacenada por un disipador	$(W)_j$	Energía disipada por un dispositivo en un ciclo completo
$(k)_{ld}$	Rigidez lateral de sistemas deslizantes con superficie cóncava	$(W)_n$	Máxima energía de deformación correspondiente al modo $n$ para el desplazamiento modal $(\delta)_{in}$
$(k)_e$	Rigidez elástica de un apoyo de hule	$(W)_{nj}$	Trabajo realizado en un ciclo por el dispositivo $j$ , correspondiente al modo $n$ para el desplazamiento modal $(\delta)_{in}$
$(k)_{ve}$	Rigidez de un dispositivo viscoelástico	$x$	Desplazamiento horizontal que experimenta un dispositivo
$(k)_{lh}$	Rigidez lateral de un apoyo de hule	$x_m$	Desplazamiento máximo de un apoyo de hule con corazón de plomo
$(k)_{ef}$	Rigidez efectiva de un dispositivo		
$(k)_p$	Rigidez postfluencia de un apoyo con núcleo de plomo		

$x_y$	Desplazamiento de fluencia de un apoyo con núcleo de plomo	$\sigma_y$	Esfuerzo de fluencia a cortante del plomo
$\dot{x}$	Velocidad que experimenta un dispositivo	$\omega$	Frecuencia circular del modo fundamental del sistema estructura–disipador
$x_{\max}^+$ $x_{\max}^-$	Desplazamientos máximos, positivo y negativo, que experimenta un disipador	$\omega_D$	Frecuencia del modo fundamental de la estructura aislada
$\overline{(x_{\max})}$	Promedio de los valores absolutos de los desplazamientos $x_{\max}^+$ y $x_{\max}^-$	$\zeta$	Fracción de amortiguamiento crítico de la estructura
$y$	Desplazamiento vertical de la estructura	$(\zeta)_{eq}$	Amortiguamiento estructural equivalente
$\alpha$	Relación de la rigidez inelástica $(k)_p$ entre la rigidez elástica $(k)_e$ para un apoyo con núcleo de plomo	$(\zeta)_{ef}$	Amortiguamiento efectivo de un dispositivo
$(\gamma)_{sc}$	Deformación angular de un apoyo de hule, debida a la compresión	$(\zeta)_{HD}$	Amortiguamiento efectivo de la estructura debido al comportamiento histerético de los elementos estructurales y del sistema de disipación de energía para la demanda de ductilidad $\mu_D$
$(\gamma)_{sn}$	Deformación angular de un apoyo de hule por efectos no sísmicos		
$(\gamma)_{sr}$	Deformación angular originada por la rotación de un apoyo de hule		
$(\gamma)_{ss}$	Deformación angular por sismo de un apoyo de hule	$(\zeta)_{his}$	Amortiguamiento histerético de un dispositivo
$\delta$	Factor adimensional	$(\zeta)_{sis}$	Amortiguamiento del sistema conjunto estructura–aislador
$(\delta)_i$	Desplazamiento del grado de libertad $i$	$(\zeta)_I$	Amortiguamiento viscoso de la estructura en comportamiento elástico
$(\delta)_{in}$	Desplazamiento en el nivel $i$ correspondiente al modo $n$	$(\zeta)_v$	Amortiguamiento viscoso del dispositivo
$\mu_f$	Coefficiente de fricción de un aislador deslizante	$(\zeta)_{v_n}$	Amortiguamiento de la estructura en el modo $n$ por amortiguamiento viscoso de los dispositivos
$\mu$	Ductilidad de un apoyo con núcleo de plomo		
$\mu_D$	Demanda de ductilidad de la estructura	$(\zeta)_{XDn}$	Amortiguamiento efectivo del modo $n$ para el desplazamiento de diseño
$\theta$	Rotación de un apoyo de hule		
$\rho$	Relación del periodo del modo $j$ -ésimo entre el periodo del modo $i$ -ésimo	$\gamma$	Deformación por cortante

### **3.13.1 ALCANCE**

Estas recomendaciones señalan los requisitos mínimos que deberán considerarse en el diseño sísmico de estructuras con sistemas de aislamiento y disipación de energía. El objetivo es proporcionar especificaciones de carácter general que sean útiles a la mayoría de las estructuras que se incluyen en el presente Manual y no pretenden ser un guía completa para el cálculo de un sistema con aislamiento y/o disipación de energía. En su lugar se proporciona, en la sección de comentarios, un conjunto amplio de referencias que permita al usuario complementar la información aquí propuesta, y que permita al diseñador desarrollar su creatividad y capacidad dentro de las limitaciones impuestas en estas recomendaciones.

Los tipos de aisladores que se contemplan en esta sección son:

- a. Apoyos laminados de hule natural
- b. Apoyos de hule con núcleo de plomo
- c. Apoyos deslizantes

Los dispositivos disipadores de energía que se consideran en esta sección son:

- d. Dispositivos dependientes del desplazamiento
- e. Dispositivos dependientes de la velocidad

### **3.13.2 SISTEMAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO**

#### **3.13.2.1 Disposiciones generales**

Los criterios generales de diseño en los que se establecen las condiciones de aplicabilidad y recomendaciones para el uso de los sistemas de aislamiento se describen en la sección 3.13.2.2. Los sistemas de aislamiento sísmico se clasifican en apoyos de hule y apoyos deslizantes. Las características y propiedades mecánicas de los apoyos de hule laminados y las de los apoyos de hule con núcleo de plomo se definen en la sección 3.13.2.3. Por lo que toca a los sistemas deslizantes, en la sección 3.13.2.4 se presentan las recomendaciones para su análisis y diseño. Los métodos de análisis estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal y paso a paso (dinámico no lineal) se describen en la sección 3.13.2.5.

#### **3.13.2.2 Criterios de diseño**

##### **3.13.2.2.1 Generalidades**

Los sistemas de aislamiento tienen como propósito fundamental reducir la demanda de aceleraciones mediante el incremento del periodo de vibración del sistema, alejándolo de la zona en la que se concentra la energía sísmica. El aumento del periodo de vibración del sistema tiene como contraparte el incremento en los desplazamientos de la estructura, lo cual puede ser un inconveniente para su aplicación en muchos casos. Es por ello que en la actualidad, los sistemas de aislamiento cuentan, en general, con un sistema de disipación de energía adicional que contribuye a reducir la aceleración y los desplazamientos del sistema. De esta manera, los sistemas de aislamiento pueden aplicarse en una gran variedad de condiciones y se constituyen en una alternativa atractiva para mejorar la respuesta sísmica de estructuras nuevas y en proyectos de rehabilitación de estructuras.

### 3.13.2.2.2 Características deseables del sistema de aislamiento

Un sistema de aislamiento no sólo debe proporcionar flexibilidad horizontal a la estructura durante las acciones de diseño, debe también cumplir con otras condiciones que le permitan contribuir al adecuado comportamiento del sistema durante todas las etapas de carga. En general, el sistema de aislamiento debe tener las siguientes características:

- Tener capacidad para modificar el periodo de vibración del sistema de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros
- Contar con la suficiente rigidez y resistencia vertical para soportar las acciones permanentes y accidentales
- Combinarse con un sistema de disipación de energía para reducir los desplazamientos originados por la flexibilización de la estructura
- Tener suficiente rigidez para limitar los desplazamientos laterales bajo condiciones de servicio tales como sismos frecuentes, efectos de viento, etc.
- Contar con una fuerza de recuperación o capacidad de auto centrarse después de la deformación
- Tener suficiente estabilidad vertical y capacidad rotacional bajo las condiciones de servicio y extremas
- Que su fuerza y desplazamiento de fluencia sean apropiados para reducir efectivamente la respuesta de la estructura
- Que su capacidad de desplazamiento último y comportamiento antes del colapso sean apropiados para el sistema en el que se pretende utilizar
- Que su comportamiento no se vea afectado significativamente por efecto de las condiciones ambientales, temperatura o envejecimiento

### 3.13.2.2.3 Estructuras en las que se recomienda el uso de aisladores

En general, el uso de aisladores de base es más eficiente cuando se reúnen algunas de las siguientes características:

1. La estructura se desplanta en suelo firme
2. Los registros de aceleraciones obtenidos en el sitio donde se ubicará el sistema indican que la energía sísmica se concentra en las frecuencias altas
3. La estructura es rígida y el incremento en los desplazamientos laterales no es un inconveniente
4. La estructura no se construirá en una zona afectada por sismos con efectos de campo cercano

### 3.13.2.2.4 Niveles de protección del sistema de aislamiento

Se pueden proporcionar dos niveles de protección sísmica a las estructuras aisladas. El primer nivel, denominado aislamiento total, tiene como propósito conseguir que la estructura permanezca dentro del intervalo elástico con excepción del propio sistema de aislamiento. En el segundo nivel, denominado aislamiento parcial, se permite que los elementos de la estructura excedan los límites de fluencia, con valores de ductilidad limitada.

Con el criterio de aislamiento total se evitará el daño en los elementos de la estructura durante la ocurrencia del sismo de diseño, a diferencia de una estructura convencional en la que se espera que

la deformación inelástica de sus miembros contribuya a disipar la energía que introduce el sismo en la estructura.

Por otra parte, con el aislamiento parcial, se permite la ocurrencia de daños durante el sismo de diseño, limitados a niveles menores que los de un diseño convencional.

### 3.13.2.2.5 Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño de un sistema con aislamiento de base se inicia con una etapa de prediseño, en la que se emplean valores típicos de las propiedades mecánicas de los dispositivos que se pretenden utilizar. El objetivo de la etapa de prediseño es la de estimar los valores máximos de la respuesta del dispositivo de control y los del sistema estructura–aislador. Con base en estos resultados se diseña el sistema de aislamiento y se solicita al proveedor las características reales del dispositivo que se instalará en la estructura, o bien, las propiedades se determinan partir de los resultados de los ensayos del sistema de aislamiento, y en caso necesario, se modifican los parámetros empleados en el prediseño durante la etapa de diseño definitivo. Los ensayos se realizarán como se describe en la sección 3.13.4.3.

### 3.13.2.2.6 Tipos de comportamiento de los dispositivos de aislamiento

Para el análisis de una estructura con aislamiento, es necesario identificar las características de linealidad y no linealidad de los dispositivos. En el caso más sencillo, los sistemas de aislamiento cuentan con una rigidez lineal y un amortiguamiento lineal; en otros casos, la respuesta del dispositivo es no lineal, pero puede representarse razonablemente bien como un modelo bilineal, con lo que se simplifica su modelación analítica. También existen dispositivos altamente no lineales que requieren modelos matemáticos más complejos para representarlos adecuadamente. En la tabla 13.1 se presentan en forma simplificada las características de linealidad de los sistemas de aislamiento más comunes.

Tabla 13.1. Características de comportamiento de los sistemas de aislamiento más comunes.

Sistema de aislamiento	Fuerza	Amortiguamiento
Apoyo laminado de hule (ALH)	Lineal	Lineal
Apoyo laminado con núcleo de plomo (ALNP)	No lineal	No lineal
Apoyos deslizantes (AD)	Lineal	Depende del disipador

En las secciones 3.13.2.3 y 3.13.2.4 se presentan las propiedades mecánicas de los aisladores de hule (ALH y ALNP) y de los apoyos deslizantes (AD), respectivamente. Las consideraciones y métodos de análisis que deben aplicarse se presentan en la sección 3.13.2.5.

### 3.13.2.3 Aisladores de hule natural

#### 3.13.2.3.1 Apoyos laminados de hule (ALH)

Los apoyos de hule representan un medio adecuado para proporcionar flexibilidad a una estructura. Existen apoyos de hule reforzado con placas de acero (ALH), apoyos de hule reforzados con un corazón de plomo (ALNP) y apoyos de hule con alto amortiguamiento; estas recomendaciones se refieren únicamente a los dos primeros.

El hule usado en los aisladores tiene una dureza Shore comprendida entre 37 y 60, con las propiedades listadas en la tabla 13.2. El hule más usado en México tiene dureza Shore 60. La constante del material ajusta las ecuaciones analíticas con los resultados experimentales y se obtiene experimentalmente.

Tabla 13.2. Propiedades mecánicas del hule natural vulcanizado.

Dureza Shore	Módulo de elasticidad E(MPa)	Módulo de cortante G(MPa)	Constante del material k	Deformación mínima de rotura (%)
37	1.35	0.40	0.87	650
40	1.50	0.45	0.85	600
45	1.80	0.54	0.80	600
50	2.20	0.64	0.73	500
55	3.25	0.81	0.64	500
60	4.45	1.06	0.57	400

### 3.13.2.3.1.1 Rigidez lateral

La rigidez horizontal  $(k)_{lh}$  de un ALH puede aproximarse a la que tiene una viga en cortante, dado que las placas de acero impiden las deformaciones por flexión, pero no restringen las deformaciones por cortante,

$$(k)_{lh} = \frac{GA_b}{T_r} \quad (13.1)$$

donde

- G es el módulo de rigidez al corte del hule (tabla 13.2)
- $A_b$  es el área efectiva en planta de la sección transversal del apoyo de hule
- $T_r$  es el espesor total de las capas de hule

### 3.13.2.3.1.2 Amortiguamiento viscoso

A falta de información específica sobre el amortiguamiento del ALH, se admite emplear una fracción de amortiguamiento del 3%.

### 3.13.2.3.1.3 Factor de forma

El factor de forma de una capa interna de hule,  $S_i$ , está definido como la superficie del área cargada dividida entre el área perimetral libre de expandirse.

Para un apoyo circular,  $S_i$ , está dado por:

$$S_i = \frac{D_b}{4t_i} \quad (13.2)$$

y para un apoyo rectangular:

$$S_i = \frac{B_b L_b}{2t_i (B_b + L_b)} \quad (13.3)$$

donde

- $B_b$  y  $L_b$  son el ancho y la longitud efectivos del apoyo en planta (figura 13.1)
- $D_b$  es el diámetro efectivo del apoyo circular
- $t_i$  es el espesor de una capa de hule

#### 3.13.2.3.1.4 Rigidez vertical

La rigidez vertical del apoyo se calcula con:

$$(k)_{vh} = \frac{E_c A_r}{T_r} \quad (13.4)$$

donde

- $(k)_{vh}$  es la rigidez vertical de un ALH
- $E_c$  es el módulo de compresibilidad efectiva del hule
- $A_r$  es el área reducida del hule

El módulo de compresibilidad efectiva es función del factor de forma y de las propiedades del material,

$$E_c = E [1 + 2kS_i^2] \quad (13.5)$$

donde

- $E$  es el módulo de elasticidad del material (tabla 13.2)
- $k$  es la constante del material (tabla 13.2)
- $S_i$  es el factor de forma (ecuaciones 13.2 y 13.3)

El área reducida del ALH,  $A_r$ , es igual al área traslapada entre la cara superior e inferior del apoyo debido al desplazamiento horizontal total de diseño  $x$  que experimenta el apoyo, que en cualquier caso deberá ser menor que  $B_b$ , (figura 13.1).

Para un apoyo rectangular:

$$A_r = A_b \left(1 - \frac{x}{B_b}\right) \quad (13.6)$$

Para un apoyo circular:

$$A_r = \frac{D_b^2}{4} (\delta - \text{sen}\delta) \quad (13.7)$$

donde

- $B_b$  es el ancho efectivo del apoyo (figura 13.1a)
- $A_b$  es el área efectiva del apoyo en planta ( $A_b = B_b L_b$ , figura 13.1a)
- $D_b$  es el diámetro efectivo del apoyo circular (figura 13.1b)
- $\delta$  es un factor adimensional que se calcula con  $\delta = 2\cos^{-1} \left( \frac{x}{D_b} \right)$



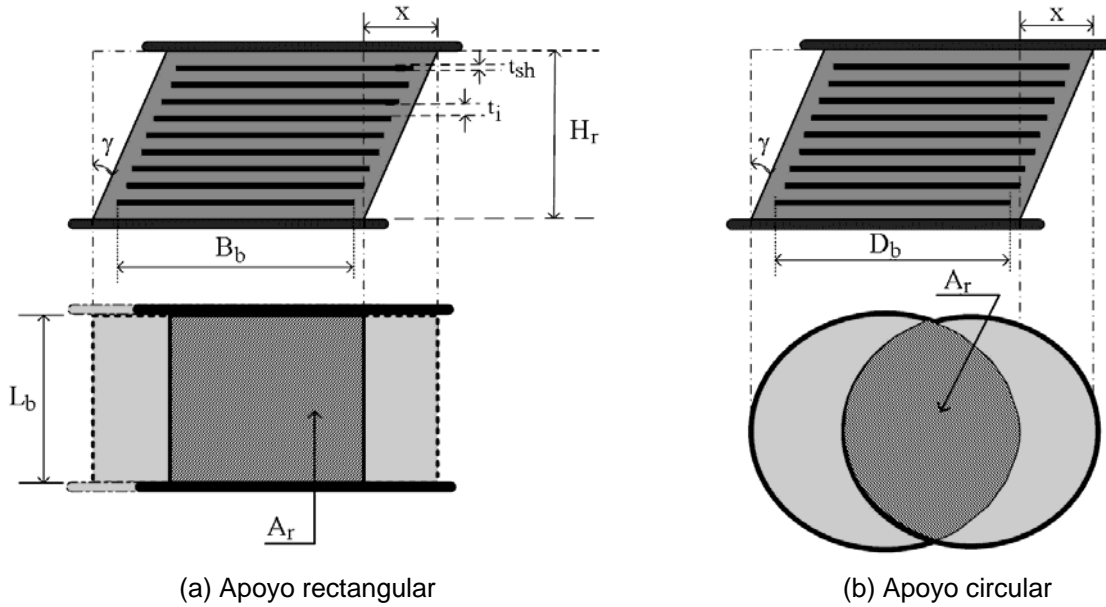


Figura 13.1. Área efectiva a la compresión (el área achurada es el área traslapada).

### 3.13.2.3.1.5 Deformaciones límite

Las deformaciones angulares máximas que se admiten para los ALH son:

$$(\gamma)_{sc} \leq 2.5 \quad (13.8)$$

$$(\gamma)_{sc} + (\gamma)_{sn} + (\gamma)_{sr} \leq 5.0 \quad (13.9)$$

$$(\gamma)_{sc} + (\gamma)_{ss} + 0.5(\gamma)_{sr} \leq 5.5 \quad (13.10)$$

donde

$(\gamma)_{sc}$  es la deformación angular por cortante debida a compresión y se calcula con las ecuaciones 13.11 o 13.12

$(\gamma)_{sn}$  es la deformación angular debida al desplazamiento por efectos no sísmicos, como los producidos por temperatura, presfuerzo, contracción, flujo plástico, etc.

$(\gamma)_{sr}$  es la deformación originada por la rotación del apoyo y se calcula con la ecuación 13.13

$(\gamma)_{ss}$  es la deformación debida al desplazamiento  $x$  por efecto sísmico y se calcula con la ecuación 13.14

Para  $S_i \leq 15$

$$(\gamma)_{sc} = \frac{3S_i N}{2A_r G (1 + 2kS_i^2)} \quad (13.11)$$

Para  $S_i > 15$

$$(\gamma)_{sc} = \frac{3N \left( 1 + \frac{8GkS_i^2}{E_\infty} \right)}{4GkS_i A_r} \quad (13.12)$$

donde:

$E_{\infty}$  es el módulo de rigidez de compresibilidad volumétrica, generalmente de 2,000 MPa  
 $N$  es la carga vertical máxima de servicio correspondiente a la combinación de cargas que se revisa

$$(\gamma)_{sr} = \frac{B_b^2 \theta}{2t_i T_r} \quad (13.13)$$

donde

$\theta$  es la rotación del apoyo  
 $T_r$  es la suma de los espesores de todas las capas de hule

$$(\gamma)_{ss} = \frac{x}{T_r} \quad (13.14)$$

### 3.13.2.3.1.6 Capacidad de carga contra el pandeo

Debe revisarse la estabilidad del apoyo ante desplazamiento lateral nulo y ante desplazamiento lateral máximo. Para desplazamiento lateral nulo, la carga crítica de pandeo elástico  $P_{cr}$  se calcula con la ecuación 13.15

$$P_{cr} = \sqrt{\frac{\pi^2 E_c I G A_b}{3 T_r^2}} \quad (13.15)$$

donde

$I$  es el momento de inercia mínimo del apoyo en planta

Cuando existe desplazamiento lateral, la carga crítica de pandeo  $P'_{cr}$  se calcula con la ecuación 13.16.

$$P'_{cr} = P_{cr} \frac{A_r}{A_b} \quad (13.16)$$

donde

$P_{cr}$  es la carga crítica de pandeo para desplazamiento nulo (ecuación 13.15)  
 $A_r$  es el área reducida del hule (ecuaciones 13.6 ó 13.7)  
 $A_b$  es el área efectiva del apoyo en planta

La carga crítica de pandeo obtenida con las ecuaciones 13.15 y 13.16, dividida entre el factor de seguridad adecuado, debe ser mayor o igual que la carga vertical máxima de servicio correspondiente a la combinación de cargas que se revisa.

### 3.13.2.3.2 Apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP)

Los apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP) normalmente son construidos con hule natural de bajo amortiguamiento, con una o más perforaciones en las cuales se coloca un elemento de plomo. Los ALNP tienen características mecánicas que aseguran un buen comportamiento bajo cargas de servicio.

### 3.13.2.3.2.1 Rigidez lateral

Los ALNP tienen una relación fuerza–desplazamiento no lineal. En la figura 13.2 se muestra un ciclo histerético típico para un ALNP, donde:

- $F_y$  es la fuerza de fluencia del ALNP (ecuación 13.17)
- $F_0$  es la fuerza para un desplazamiento nulo en el ciclo histerético (ecuación 13.18)
- $(k)_e$  es la rigidez elástica (ecuación 13.19)
- $(k)_p$  es la rigidez posterior a la fluencia o rigidez postfluencia (ecuación 13.20)
- $x_y$  es el desplazamiento de fluencia (ecuación 13.21)
- $x_m$  es el desplazamiento máximo

La fuerza de fluencia  $F_y$  para un ALNP está dada por la ecuación

$$F_y = \sigma_y A_{pl} \quad (13.17)$$

donde

- $\sigma_y$  es el esfuerzo de fluencia a cortante del plomo, que se puede suponer igual a 9 MPa
- $A_{pl}$  es el área de la sección transversal del corazón de plomo

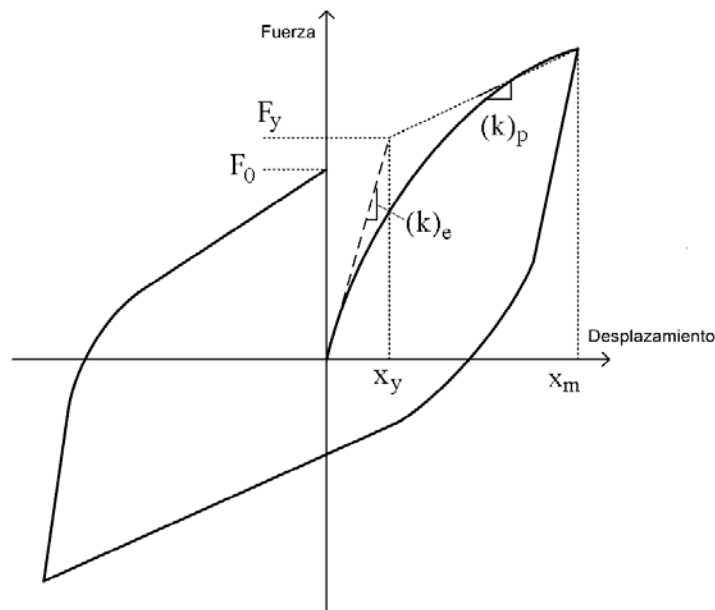


Figura 13.2. Ciclo histerético típico de un ALNP.

La fuerza  $F_0$  para desplazamiento nulo está dada aproximadamente por,

$$F_0 = 0.9F_y \quad (13.18)$$

La rigidez elástica  $(k)_e$  se calcula con

$$(k)_e = \frac{10GA_b}{T_r} \quad (13.19)$$

donde

$A_b$  es el área efectiva del apoyo en planta, descontando el área del corazón de plomo y la rigidez postfluencia  $(k)_p$  se obtiene con

$$(k)_p = \frac{1.1GA_b}{T_r} \quad (13.20)$$

Conocidas  $F_y$  y  $(k)_e$ , el desplazamiento de fluencia  $x_y$  es igual a

$$x_y = \frac{F_y}{(k)_e} \quad (13.21)$$

### 3.13.2.3.2.2 Fuerza de autocentrado

El conjunto de los apoyos ALNP deberá contar con una rigidez postfluencia mínima tal que garantice el autocentrado de la estructura después de la ocurrencia de un evento sísmico. Se recomienda que dicha rigidez cumpla con

$$\sum (k)_p \geq 0.05 \frac{W}{x_m} \quad (13.22)$$

donde

$W$  es el peso total de la estructura en condiciones de servicio  
 $x_m$  es el desplazamiento máximo de los ALNP

### 3.13.2.3.2.3 Capacidad de carga contra el pandeo

Al igual que para los ALH, debe revisarse la estabilidad del apoyo ante desplazamiento lateral nulo y ante desplazamiento lateral máximo. Para desplazamiento lateral nulo, la carga crítica de pandeo elástico  $P_{cr}$  se calcula con la ecuación 13.15. Cuando existe desplazamiento lateral, la condición crítica de pandeo de los ALNP depende del tipo de conexión del apoyo con la estructura, es decir, de si éstos pueden soportar cortante y momento flexionante o únicamente cortante. Para el caso de apoyos que se ven sometidos a cortante y flexión, la carga crítica para el apoyo desplazado se calcula con la ecuación 13.16. Cuando los apoyos se instalan para que únicamente trabajen a cortante, éstos pueden experimentar un levantamiento parcial, y el desplazamiento que los vuelve inestables se calcula con la ecuación 13.23

$$D_{cr} = \frac{NB_b - F_0 H_r}{N + (k)_p H_r} (> x_m) \quad (13.23)$$

donde

$D_{cr}$  es el desplazamiento crítico de pandeo de un ALNP

### 3.13.2.4 Aisladores deslizantes (AD)

Se contemplan en esta sección los dispositivos que deslizan una vez que la fuerza de fricción entre dos superficies es excedida. Las superficies deslizantes podrán estar lubricadas. Es conveniente que

la fuerza de deslizamiento sea lo más pequeña posible, sin que los desplazamientos en condiciones de servicio sean excesivos.

### 3.13.2.4.1 Aislamiento con sistemas deslizantes PTFE

Los aisladores deslizantes consisten en dos superficies en contacto: la primera es un material suave (usualmente PTFE) que se desliza sobre una segunda de material rígido (normalmente acero inoxidable).

Las propiedades de los aisladores deslizantes deben determinarse considerando todas las variables que influyen en su comportamiento inicial y en su durabilidad, tales como la magnitud de la carga axial aplicada, la temperatura ambiente y la velocidad de aplicación de la carga, entre otras. Para obtenerlas, se deben realizar pruebas experimentales que incorporen todos los parámetros y determinen las propiedades para su diseño, como se describe en la sección 3.13.4.3.

La fuerza lateral ( $F$ ) que se desarrolla en un aislador deslizante se calcula con la ecuación 13.24.

$$(F) = \frac{N}{(R)_a} x + \mu_f N \operatorname{sgn}(\dot{x}) \quad (13.24)$$

donde

- $x$  es el desplazamiento horizontal del aislador
- $\dot{x}$  es la velocidad horizontal de deslizamiento del aislador
- $(R)_a$  es el radio de curvatura del aislador
- $\mu_f$  es el coeficiente de fricción del aislador
- $N$  es la fuerza normal actuando sobre el aislador, considerando las cargas gravitacionales, la aceleración vertical y las cargas producidas por momentos de volteo
- $\operatorname{sgn}$  es la función signo

El primer término de la ecuación 13.24 corresponde a la fuerza restitutiva proporcionada por el aislador con radio de curvatura  $(R)_a$ . Cuando el aislador deslizante es horizontal,  $(R)_a$  tiende a infinito y este término desaparece, por lo que en estos casos el aislador deslizante debe combinarse con un dispositivo como los mencionados en la sección 3.13.3, que proporcione la fuerza restitutiva correspondiente. El segundo término de la ecuación anterior corresponde a la fuerza de fricción en la superficie de deslizamiento.

Al desplazarse lateralmente la estructura, cuando la superficie de contacto es esférica, el desplazamiento vertical correspondiente puede calcularse de forma aproximada con la ecuación 13.25.

$$y \approx \frac{x^2}{2(R)_a} \quad (13.25)$$

donde

- $y$  es el desplazamiento vertical de la estructura

Las superficies suaves de PTFE pueden elaborarse con resinas vírgenes, con refuerzo de fibra de vidrio, carbón o algún otro material inerte, o fabricadas con mallas de PTFE. Cuando se utilicen agujeros para albergar lubricante en la superficie de PTFE, éstos no deben exceder de 8 mm de diámetro en planta y deben tener como mínimo una profundidad de 2 mm, sin exceder de la mitad del

espesor de la membrana de PTFE. El área ocupada por estos agujeros debe estar comprendida entre el 20% y el 30% de la superficie de la placa de PTFE y debe evitarse realizar agujeros en la periferia de la superficie.

Cuando la mayor dimensión en planta de una placa virgen o reforzada de PTFE sea inferior a 61 mm, el espesor mínimo debe ser de 4.8 mm; para dimensiones mayores, el espesor mínimo debe ser de 6.4 mm. El espesor comprimido de placas vírgenes y reforzadas de PTFE no debe ser menor que 1.6 mm. En placas formadas con mallas de PTFE, el espesor comprimido debe encontrarse entre 1.6 mm y 3.2 mm.

Las superficies rígidas (acero u otro material) deben ser de materiales inoxidables con buena resistencia a la corrosión y con rugosidad no mayor que 0.8  $\mu\text{m}$ .

La placa de acero de los aisladores deslizantes debe tener como mínimo un espesor de 1.6 mm cuando la mayor dimensión en planta de la placa no exceda de 300 mm. Si la dimensión en planta de la placa de acero se encuentra entre 300 mm y 900 mm, el espesor mínimo será de 2.3 mm. Para dimensiones en planta mayores que las anteriores, el espesor mínimo debe determinarse con base en los resultados de pruebas experimentales del dispositivo.

Los valores admisibles de esfuerzos de compresión en la zona de contacto de placas de PTFE se muestran en la tabla 13.3.

Tabla 13.3. Esfuerzos admisibles de contacto en placas de PTFE.

Material	ESFUERZOS ADMISIBLES DE CONTACTO		
	Cargas de servicio		Cargas sísmicas
	Esfuerzo promedio	Esfuerzo en el perímetro	Esfuerzo promedio
	MPa	MPa	MPa
PTFE virgen	24	34	41
PTFE reforzado	24	34	41
Malla de PTFE	24	69	41

Los coeficientes de fricción entre las superficies de contacto cuando se utilizan placas de PTFE pueden determinarse como función del valor medio del esfuerzo de compresión en condiciones de servicio, como se muestra en la tabla 13.4. Para valores intermedios de los esfuerzos ahí señalados, puede interpolarse linealmente.

Tabla 13.4. Coeficientes de fricción en placas de PTFE.

Tipo de superficie	Temperatura	Esfuerzo promedio de compresión MPa			
	$^{\circ}\text{C}$	3.5	6.9	13.8	20.7
Placa de PTFE lubricada y con agujeros	20	0.040	0.030	0.025	0.020
	-25	0.060	0.045	0.040	0.030
Placa PTFE virgen	20	0.080	0.070	0.050	0.030
	-25	0.200	0.180	0.130	0.100
Placa PTFE reforzada	20	0.240	0.170	0.090	0.060
	-25	0.440	0.320	0.250	0.200
Malla de PTFE	20	0.080	0.070	0.060	0.045

	-25	0.200	0.180	0.130	0.100
--	-----	-------	-------	-------	-------

Las placas de acero sobre las que se apoyan las membranas de PTFE deben anclarse a una placa de apoyo que les proporcione soporte total y debe sellarse perfectamente el contacto entre ambos elementos para evitar la corrosión. El anclaje debe diseñarse para soportar la máxima fuerza de fricción que desarrolla el aislador.

Para los sistemas de aislamiento con superficie cóncava, el periodo de vibrar  $T_d$  se determina con la ecuación 13.26,

$$T_d = 2\pi \left[ \frac{(R)_a}{g} \right]^{1/2} \quad (13.26)$$

donde

- $(R)_a$  es el radio de curvatura de la superficie esférica  
 $g$  es la aceleración de la gravedad

La rigidez lateral de estos sistemas se obtiene con la ecuación 13.27,

$$(k)_{ld} = \frac{N}{(R)_a} \quad (13.27)$$

En estos sistemas de aislamiento se debe limitar el desplazamiento máximo horizontal de la estructura a 1/5 del radio de la superficie esférica.

### 3.13.2.5 Métodos de análisis

El análisis debe realizarse en dos direcciones horizontales ortogonales, estimando las demandas de desplazamiento y de fuerza. Es necesario determinar el desplazamiento máximo de cada uno de los grados de libertad de la estructura y el desplazamiento máximo de los dispositivos de aislamiento.

El modelo estructural debe incorporar la distribución espacial de los aisladores y los grados de libertad vertical, de traslación horizontal en dos direcciones ortogonales y de rotación alrededor del eje vertical, cuando sean significativos en la respuesta.

Deberán tenerse en cuenta los efectos de carga bilateral y/o de la tasa de deformación en aquellos casos en que los aisladores sean dependientes de dichos efectos.

Se admiten cuatro tipos de análisis para un sistema con aislamiento en la base:

- a) Análisis estático lineal
- b) Análisis dinámico modal
- c) Análisis estático no lineal
- d) Análisis paso a paso

La selección dependerá de la etapa de diseño, del nivel de comportamiento no lineal esperado y de la complejidad de la estructura. En los métodos de análisis que se proponen se deberán considerar,

cuando sean importantes, los efectos de la interacción suelo–estructura, la no linealidad geométrica y la no linealidad de los materiales.

En los métodos estático y dinámico modal, los aisladores de base pueden representarse mediante propiedades lineales equivalentes según se describe en el siguiente apartado.

Cuando se realice un análisis dinámico según se especifica en 3.13.2.5.3 o si se utiliza el análisis estático no lineal como se establece en 3.13.2.5.4, los elementos mecánicos para el diseño de los aisladores y de todos los elementos debajo del sistema de aislamiento no serán menores que el 90% de los valores obtenidos con un análisis estático lineal. Para el diseño de los elementos sobre la interfaz de aislamiento, los elementos mecánicos no serán menores que el 80% de los valores estáticos en caso de que la estructura tenga una configuración regular, y del 100% de los valores estáticos en caso contrario.

Cuando se realice un análisis paso a paso según se especifica en 3.13.2.5.5, los elementos mecánicos para el diseño de los aisladores y de todos los elementos debajo del sistema de aislamiento no serán menores que el 80% de los valores obtenidos con un análisis estático. Para el diseño de los elementos sobre la interfaz de aislamiento, los elementos mecánicos no serán menores que el 60% de los valores del análisis estático en caso de que la estructura tenga una configuración regular y del 80% de los valores del análisis estático en caso contrario.

Para el diseño de los elementos sobre la interfaz de aislamiento se recomienda emplear una fuerza lateral no menor que 1.5 veces la fuerza lateral necesaria para que el sistema de aislamiento se active totalmente.

### 3.13.2.5.1 Modelo lineal equivalente

El procedimiento lineal equivalente es una aproximación a los resultados de un análisis no lineal, en el que se supone que el comportamiento inelástico se limita a los aisladores de base. El análisis se realiza mediante un modelo lineal en el que los aisladores tienen una rigidez efectiva  $(k)_{ef}$  y un amortiguamiento efectivo  $(\zeta)_{ef}$ .

#### 3.13.2.5.1.1 Limitaciones del modelo

Para aplicar el modelo lineal equivalente, se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- El amortiguamiento equivalente  $(\zeta)_{ef}$ , obtenido como se indica en 3.13.2.5.1.3, es menor que 30%
- El sistema de aislamiento tiene un comportamiento lineal o bilineal
- Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga, de la fricción o de los efectos bidireccionales.

#### 3.13.2.5.1.2 Rigidez efectiva $(k)_{ef}$

En la figura 13.3 se muestran los parámetros con los que se determina  $(k)_{ef}$  para el caso de los ALNP, cuyo ciclo histerético es bilineal. El sistema tiene una rigidez inicial  $(k)_e$ , una rigidez inelástica  $(k)_p$ , una rigidez secante relacionada al desplazamiento máximo  $(k)_{ef}$  y una fuerza característica  $F_0$ , correspondiente a un desplazamiento cero. A partir de relaciones geométricas, se encuentra que la rigidez equivalente del aislador  $(k)_{ef}$ , correspondiente al desplazamiento de diseño es:



$$(k)_{ef} = (k)_e \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (13.28)$$

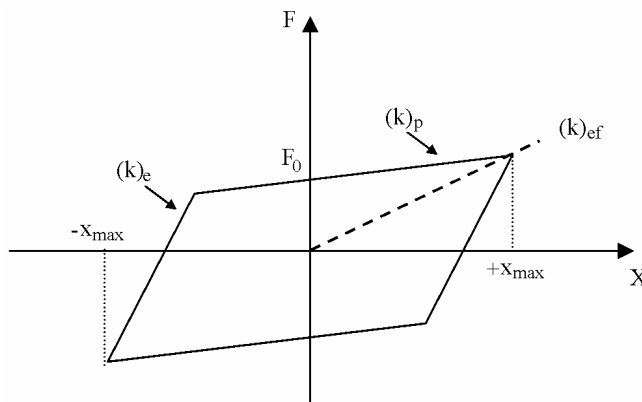


Figura 13.3. Ciclo histérico bilineal idealizado para un ALNP.

donde

$\mu$  es la ductilidad del aislador, definida como el desplazamiento máximo  $x_{max}$  entre el desplazamiento de fluencia  $x_y$  del aislador, y se calcula con la ecuación 13.29

$$\mu = \frac{x_{max}}{x_y} \quad (13.29)$$

y  $\alpha$  representa la relación de la rigidez inelástica  $(k)_p$  entre la rigidez elástica  $(k)_e$ , y se obtiene aplicando la ecuación 13.30.

$$\alpha = \frac{(k)_p}{(k)_e} \quad (13.30)$$

Para obtener los elementos mecánicos de diseño, se recomienda que los valores de rigidez efectiva se obtengan a partir de los valores extremos de fuerza y desplazamiento que resulten de los ensayos que se especifican en la sección 3.13.4.3.

Si  $(T)_e$  es el periodo de los ALNP obtenido con su rigidez elástica  $(k)_e$ , entonces el periodo efectivo  $(T)_{ef}$  del sistema de aislamiento es:

$$(T)_{ef} = (T)_e \sqrt{\frac{\mu}{1 + \alpha\mu - \alpha}} \quad (13.31)$$

Para el caso de aisladores deslizantes, su comportamiento se puede caracterizar con el ciclo histérico mostrado en la figura 13.4.

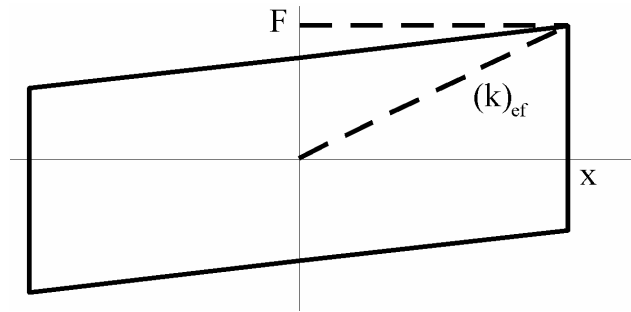


Figura 13.4. Comportamiento histerético de un aislador deslizante con superficie esférica.

La rigidez equivalente de los aisladores deslizantes para el desplazamiento  $x_{\max}$  está dada por la ecuación 13.32.

$$(k)_{ef} = N \left( \frac{1}{(R)_a} + \frac{\mu_f}{x_{\max}} \right) \quad (13.32)$$

### 3.13.2.5.1.3 Amortiguamiento efectivo $(\zeta)_{ef}$

El amortiguamiento efectivo  $(\zeta)_{ef}$ , para ALNP, se puede estimar a partir de la energía disipada por histéresis  $(\zeta)_{his}$ .

$$(\zeta)_{his} = \frac{2(1-\alpha)(1-\frac{1}{\mu})}{\pi[1+\alpha(\mu-1)]} \quad (13.33)$$

La ecuación anterior define la energía disipada por histéresis del sistema de aislamiento únicamente, por lo que deberá sumarse el amortiguamiento viscoso  $(\zeta)_v$  para obtener el amortiguamiento equivalente total del sistema de aislamiento, es decir,

$$(\zeta)_{ef} = (\zeta)_{his} + (\zeta)_v \quad (13.34)$$

El valor de  $(\zeta)_v$  debe corresponder al tipo de dispositivo de aislamiento de que se trate.

Para apoyos deslizantes, el amortiguamiento equivalente  $(\zeta)_{ef}$  para una demanda de desplazamiento  $x_{\max}$  se calcula con la ecuación 13.35.

$$(\zeta)_{ef} = \frac{2\mu_f (R)_a}{\pi [\mu_f (R)_a + x_{\max}]} \quad (13.35)$$

El amortiguamiento del sistema conjunto estructura–aislador se podrá estimar con la ecuación 13.36

$$(\zeta)_{sis} = \frac{\sum_{i=1}^n (k_i)_{ef} x_i^2 \left( \zeta_a + \frac{(\zeta_i)_{es} (k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right)}{\sum_{i=1}^n (k_i)_{ef} x_i^2 \left( 1 + \frac{(k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right)} \quad (13.36)$$

Donde la suma se refiere a los  $n$ -grados de libertad y el subíndice es a la estructura sobre base fija.

#### 3.13.2.5.1.4 Influencia de la carga axial

Cuando la rigidez efectiva y el área de los ciclos de histéresis de los aisladores sean dependientes del nivel de carga axial, como sucede con los aisladores deslizantes que se describen en la sección 3.13.2.4, se deberán realizar varios análisis para establecer los límites de la respuesta de los dispositivos.

#### 3.13.2.5.2 Análisis estático lineal (AEL)

##### 3.13.2.5.2.1 Limitaciones

Para aplicar el AEL se deberán cumplir, además de los requisitos especificados en el presente Manual para el tipo de estructura que se pretende aislar, las siguientes condiciones:

- a) La estructura no está clasificada como de especial importancia (grupo A)
- b) El amortiguamiento efectivo ( $\zeta$ )<sub>ef</sub> obtenido como se indica en 3.13.2.5.1.3 es menor que 30%
- c) La estructura se construirá a una distancia mayor que 15 km de una falla activa
- d) El sistema de aislamiento tiene un comportamiento lineal o bilineal
- e) La respuesta de la estructura se mantiene en el intervalo elástico (aislamiento total)
- f) Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga, de la fricción o de los efectos bidireccionales
- g) La estructura se encuentra desplantada sobre terreno firme (velocidad de ondas de cortante mayor que 720 m/s)
- h) La estructura sobre el sistema de aislamiento tiene una altura máxima de 20 m, o bien, su periodo fundamental de vibrar considerándola apoyada sobre base fija es inferior a 0.6 s
- i) El periodo efectivo de la estructura aislada es mayor que dos veces el periodo de la estructura sobre base fija
- j) La estructura sobre el sistema de aislamiento tiene configuración regular
- k) La excentricidad del sistema estructura-aislador es menor que el 5% de la dimensión más pequeña en planta
- l) El periodo de la estructura aislada no es superior a los 3.0 s

##### 3.13.2.5.2.2 Características del AEL

Se recomienda limitar el uso del AEL con fines de prediseño y como medio de establecer valores esperados en análisis más complejos.

El modelo lineal de la estructura por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento deberá reflejar lo más fielmente posible la distribución real de rigidez. Si se pretende un aislamiento total del sistema, la rigidez de los elementos de concreto armado podrá determinarse a partir de las secciones sin agrietar. Si los elementos experimentan deformaciones cercanas a las de fluencia, o se realiza un prediseño para un caso de aislamiento parcial, se deberá emplear la inercia de la sección agrietada transformada, o una inercia efectiva equivalente derivada de las relaciones momento-curvatura de los elementos. La rigidez y amortiguamiento de los aisladores se obtienen mediante el modelo lineal equivalente, conforme con las ecuaciones 13.28 y 13.34 respectivamente.

Como la estructura se modela con sus propiedades elásticas, es necesario verificar que sus elementos no excedan de los límites de fluencia de los materiales.

Las demandas de desplazamiento se obtendrán por medio de los espectros de desplazamientos derivados de los espectros de aceleración, como se propone en el apartado correspondiente de este Manual. Las demandas de fuerza se determinarán a partir de los espectros de aceleración.

Las ordenadas espectrales serán las correspondientes al periodo efectivo del sistema estructura–aislador considerando la reducción del espectro por amortiguamiento.

La distribución vertical de la fuerza lateral sobre la estructura arriba del sistema de aislamiento, será la correspondiente a la configuración deformada del modo fundamental de vibrar de la estructura.

Para fines del análisis estructural se deben emplear la rigidez del sistema conjunto estructura–aislador y el amortiguamiento efectivo del sistema conjunto.

### **3.13.2.5.3 Análisis dinámico modal (ADM)**

#### **3.13.2.5.3.1 Limitaciones**

Para aplicar el ADM se deberán cumplir, además de los requisitos especificados en el presente Manual para el tipo de estructura que se pretende aislar, los requisitos a, b, c, y d impuestos para el método estático (sección 3.13.2.5.2.1)

#### **3.13.2.5.3.2 Características del ADM**

Se considera que la estructura permanece dentro del régimen elástico o que experimenta una ductilidad limitada a valores máximos de 1.5.

Las demandas de desplazamiento se obtendrán por medio de los espectros de desplazamientos derivados de los espectros de aceleración. Las demandas de fuerza se determinan a partir de los espectros de aceleración, en función del periodo efectivo de la estructura.

Para determinar la rigidez de los elementos se deberá considerar la inercia correspondiente a la sección agrietada transformada, o a valores derivados de las relaciones momento–curvatura de los elementos. Es necesario que se revise que los elementos de la estructura no excedan los límites de desplazamiento de fluencia de los materiales o el valor máximo de ductilidad que se adopte (máximo 1.5).

Para evaluar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los aisladores se admite el uso del modelo lineal equivalente si se cumplen las limitaciones establecidas en 3.13.2.5.1.1.

La reducción por amortiguamiento del espectro de diseño se deberá realizar según se indica en la sección correspondiente de este Manual. El amortiguamiento efectivo se considerará únicamente para los modos afectados por el comportamiento inelástico del aislador. Para ello se recomienda considerar el amortiguamiento efectivo para el modo fundamental y para todos los modos cuyos periodos sean mayores que 80% del periodo fundamental. Para los otros modos deberá mantenerse el espectro con 5% de amortiguamiento.

Deberá considerarse un número de modos de vibrar tal que garantice que la suma de la masa modal efectiva es al menos el 90% de la masa total de la estructura.

El valor máximo probable  $(R)_p$  del efecto combinado de las respuestas modales,  $E_m$ , se calcula con el método de la combinación cuadrática completa:

$$(R)_p = \sqrt{\sum_i \sum_j (E_m)_i r_{ij} (E_m)_j} \quad (13.37)$$

donde

- i i-ésimo modo de vibrar
- j j-ésimo modo de vibrar ( $j > i$ )
- $r_{ij}$  es el factor de correlación, y está definido por

$$r_{ij} = \frac{8\zeta^2(1+\rho)\rho^{3/2}}{(1-\rho^2)^2 + 4\zeta^2\rho(1+\rho)^2} \quad (13.38)$$

donde

- $\zeta$  es la fracción de amortiguamiento crítico
- $\rho = (T)_j / (T)_i$ , es la relación del periodo del modo j-ésimo entre el periodo del modo i-ésimo

Deberá combinarse el 100% de la respuesta considerando la dirección sísmica más desfavorable, con el 30% de la respuesta debida al sismo actuando en la dirección ortogonal. Cuando sea importante su efecto, deberá incluirse la componente vertical en la combinación de acciones. El desplazamiento máximo para el sistema de aislamiento será la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales.

#### 3.13.2.5.4 Análisis estático no lineal (AENL)

##### 3.13.2.5.4.1 Limitaciones

Para aplicar el AENL se deberán cumplir las siguientes condiciones:

- a) Se cumplen los requisitos a, b y c exigidos para el método estático (sección 3.13.2.5.2.1)
- b) La estructura responde fundamentalmente en el primer modo de vibrar
- c) La ductilidad de desplazamiento máxima de los elementos de la estructura es de 4.0

##### 3.13.2.5.4.2 Características del AENL

El AENL consiste en analizar la estructura bajo carga gravitacional constante, una fracción de la carga viva (según el tipo de estructura de que se trate) y desplazamientos (o fuerzas) laterales monótonos crecientes que representan los efectos sísmicos horizontales hasta alcanzar la formación del mecanismo de colapso.

El modelo estructural debe representar adecuadamente la distribución espacial de masa y rigidez. En estructuras regulares, con sistemas resistentes independientes en dos direcciones ortogonales, se admitirá el uso de dos modelos bidimensionales para representar cada sistema resistente. En sistemas irregulares o con sistemas resistentes ortogonales no independientes, se deberá realizar un análisis en tres dimensiones considerando los grados de libertad de traslación y rotación.

El AENL debe realizarse empleando las propiedades histeréticas de los aisladores correspondientes a los niveles de deformación que se van originando en cada etapa de carga.

El modelo lineal de la estructura por encima y por debajo de la interfaz del aislamiento deberá reflejar lo más fielmente posible la distribución real de rigidez. Si se pretende un aislamiento total del sistema,

la rigidez de los elementos de concreto armado podrá determinarse a partir de las secciones sin agrietar. La rigidez y amortiguamiento de los aisladores se obtienen a partir de los modelos histeréticos de los aisladores conforme se establece en las secciones 3.13.2.5.1.

El máximo desplazamiento (o fuerza) que se aplicará al sistema será el correspondiente a 1.5 veces el desplazamiento máximo que se admite para los elementos que conforman la estructura, sin que se exceda la condición que produce un mecanismo de colapso. Los límites de desplazamiento máximo serán los correspondientes a una ductilidad de desplazamiento máxima de 4.0. Para ductilidades mayores será necesario realizar un método paso a paso según se describe en 3.13.2.5.5.

#### **3.13.2.5.4.3 Control de los desplazamientos o fuerzas**

Los desplazamientos (o fuerzas) deberán incrementarse en forma monótona hasta alcanzar el desplazamiento que produce un mecanismo de colapso. La forma desplazada de las masas debe corresponder al modo fundamental de vibrar del sistema, misma que puede obtenerse de un análisis elástico lineal preliminar, según se indica en 3.13.2.5.2.

El incremento en desplazamientos (o fuerzas) debe ser lo suficientemente pequeño como para detectar eventos tales como la fluencia de algún elemento, el pandeo o la falla.

#### **3.13.2.5.5 Análisis paso a paso (APAP)**

Dado el carácter no lineal de la mayor parte de los aisladores de base, el método de análisis paso a paso es recomendado para el diseño definitivo de todo tipo de estructuras. Es imperativa su aplicación en las siguientes situaciones:

- a) En estructuras del grupo A
- b) Cuando se acepte un aislamiento parcial, es decir, se admitan ductilidades en los elementos de la estructura superiores a 1.5. Para ductilidades de desplazamiento máximo de los elementos de 4.0 podrá también emplearse el método estático no lineal
- c) En sistemas altamente asimétricos
- d) En estructuras ubicadas en terrenos flexibles (velocidades de ondas de cortante menores que 400 m/s, o periodos dominantes del suelo mayores que 1.0 s)
- e) En estructuras localizadas a una distancia de una falla activa menor que 15 km
- f) Amortiguamientos efectivos mayores que 30%
- g) Amortiguadores con comportamiento distinto al lineal o al bilineal

El procedimiento de análisis será el mismo que se establece para sistemas convencionales, sin embargo, deben vigilarse dos aspectos principales: que las historias de aceleración que se utilicen se ajusten lo más posible a los espectros del sitio que proponen las normas, con el propósito de mantener el mismo nivel de riesgo, y que el modelo inelástico de la estructura y de los aisladores sea representativo de su comportamiento. Para ello se recomienda que:

- Se utilicen al menos tres pares de acelerogramas horizontales de eventos registrados. Es razonable el empleo de acelerogramas artificiales pero se da preferencia al uso de acelerogramas naturales. Los acelerogramas deberán ser escalados para los diferentes niveles de intensidad que recomienda la norma de acuerdo como se especifica en la sección correspondiente de este Manual.
- Cada par de componentes horizontales se escalará de forma que la raíz cuadrada de la suma

de los cuadrados del espectro con 5% de amortiguamiento, no sea menor que 1.3 veces el espectro del sismo de diseño para el mismo amortiguamiento, y que no difiera en más del 10% en la banda de periodos comprendida entre 1.0 s y 3.0 s.

- La duración de los acelerogramas debe ser congruente con las características del foco del sismo de proyecto, y en el caso de sistemas ubicados a distancias inferiores a 15 km de una falla activa importante, deberán incorporar fenómenos de campo cercano.
- Si se emplean por lo menos siete acelerogramas para el análisis, la revisión de las deformaciones, desplazamientos y esfuerzos se hará con base en la media de los valores máximos del conjunto de acelerogramas que se emplean para cada nivel de intensidad. En caso contrario, se usarán los valores máximos.
- Deberán considerarse los efectos de fricción, carga vertical, bilateral y/o velocidad de carga, en los casos en que el sistema aislante se vea afectado por estos parámetros.
- Las características de deformación de los elementos en los que se admite cierta plastificación, se aproximarán lo más fielmente posible al comportamiento inelástico real.

### **3.13.3 SISTEMAS CON DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA**

#### **3.13.3.1 Disposiciones generales**

Los criterios generales de diseño en los que se establecen las condiciones de aplicabilidad y recomendaciones para el uso de los sistemas con dispositivos disipadores de energía se describen en la sección 3.13.3.2. Los dispositivos disipadores de energía que se incluyen en estas recomendaciones se clasifican en dispositivos dependientes del desplazamiento y de la velocidad. Las características y propiedades mecánicas de los dispositivos dependientes del desplazamiento se describen en la sección 3.13.3.3.

En la sección 3.13.3.4 se presentan las recomendaciones para el análisis y diseño de los disipadores dependientes de la velocidad. Los métodos de análisis estático lineal, estático no lineal, dinámico lineal y paso a paso se describen en la sección 3.13.3.5.

Se pueden proporcionar dos niveles de protección sísmica a las estructuras con disipadores de energía, como se establece en la sección 3.13.2.2.4.

#### **3.13.3.2 Criterios de diseño**

Al añadir a un sistema estructural un sistema disipador de energía, se incrementa la rigidez y la resistencia lateral del conjunto estructura–disipador. El incremento de la rigidez tiene influencia en la respuesta estructural, especialmente cuando las deformaciones laterales de la estructura son pequeñas, es decir, cuando la estructura se somete a movimientos dentro del estado límite de servicio.

##### **3.13.3.2.1 Diseño del conjunto estructura–disipador**

Cuando los disipadores se colocan en una estructura, su comportamiento debe ser tal que el área histerética que desarrollen sea suficientemente grande, y que la demanda de ductilidad se encuentre dentro de límites tolerables. Además, se tratará que el desplazamiento de fluencia de los disipadores sea suficientemente pequeño en comparación con el del sistema que se pretende proteger, de

manera que primero fluya el sistema disipador y posteriormente los elementos de la estructura principal.

Se debe revisar que los desplazamientos con los que inicia el trabajo de los disipadores sean inferiores a los que producen daño en la estructura.

La distribución de disipadores en la planta de una estructura debe ser tal que no favorezca la torsión. Además, se debe asegurar que la distribución vertical de éstos sea de tal forma que no se produzcan concentraciones excesivas de deformaciones inelásticas en un solo nivel.

### **3.13.3.2.2 Valores de diseño de los sistemas disipadores de energía**

Se debe confirmar, mediante pruebas de laboratorio (sección 3.13.4.3), que las relaciones carga desplazamiento que se suponen en los modelos matemáticos representan adecuadamente el comportamiento real de los disipadores ante cargas cíclicas. Se debe verificar que la demanda de ductilidad que desarrolla el disipador sea menor o igual a la que se obtenga en el laboratorio.

### **3.13.3.2.3 Efectos bidireccionales**

Deberá combinarse el 100% de la respuesta considerando la dirección sísmica más desfavorable, con el 30% de la respuesta debida al sismo actuando en la dirección ortogonal. Cuando sea importante su efecto deberá incluirse la componente vertical en la combinación de acciones. El desplazamiento máximo para el sistema será la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales.

### **3.13.3.3 Dispositivos dependientes del desplazamiento**

Se contemplan en esta sección los dispositivos disipadores de energía que para su funcionamiento dependen del desplazamiento y cuyo comportamiento histerético es bilineal, trilineal o rígido-plástico. En general, se agrupan en tres tipos:

1. Por fluencia del material
2. Por extrusión
3. Por fricción

El modelo debe necesariamente tener en cuenta la distribución en planta y en elevación del sistema de disipación. Las propiedades carga-desplazamiento de los disipadores deben determinarse considerando todas las variables que influyen en su comportamiento y en su durabilidad, tales como la magnitud de la carga aplicada, la fatiga, el envejecimiento, la forma de conexión y la temperatura ambiente.. Para obtenerlas, se deben realizar pruebas experimentales que incorporen todos los parámetros y determinen las propiedades para su diseño como se señala en la sección 3.13.4.3.

Los elementos que se utilicen como disipadores de energía deben ser secciones compactas para evitar problemas de inestabilidad. Se debe también limitar la concentración de esfuerzos en la conexión entre el disipador y la estructura y evitar una posible falla en la soldadura entre elementos metálicos debido a fenómenos de fatiga o concentración de esfuerzos.

Se debe colocar el número mínimo de dispositivos disipadores de energía en la dirección de análisis de tal manera que no se produzcan efectos de torsión. Todos los dispositivos deben ser fabricados



para desarrollar un desplazamiento del 130% de la máxima demanda de desplazamiento para el sismo máximo de diseño.

### 3.13.3.3.1 Amortiguamiento del sistema estructura–disipador

El amortiguamiento del sistema estructura–disipador en la dirección de análisis para el modo  $n$  se puede calcular con la ecuación 13.39:

$$(\zeta)_{XDn} = (\zeta)_I + (\zeta)_{Vn} \sqrt{\mu_D} + (\zeta)_{HD} \quad (13.39)$$

donde

- $(\zeta)_{XDn}$  es el amortiguamiento del modo  $n$  para el desplazamiento de diseño
- $(\zeta)_I$  es el amortiguamiento viscoso de la estructura en comportamiento elástico
- $(\zeta)_{Vn}$  es el amortiguamiento de la estructura en el modo  $n$  de la dirección de análisis, debido a la disipación de energía por amortiguamiento viscoso de los dispositivos para un desplazamiento igual al desplazamiento de fluencia de la estructura. Este valor puede despreciarse para disipadores de comportamiento histerético o de fricción.
- $\mu_D$  es la demanda de ductilidad de la estructura en la dirección de análisis, para el sismo de diseño
- $(\zeta)_{HD}$  es el amortiguamiento de la estructura en la dirección de análisis debido al comportamiento histerético de los elementos estructurales y del sistema de disipación de energía para la demanda de ductilidad  $\mu_D$

$\mu_D$  debe ser calculado con base en la demanda de desplazamiento en el centro de rigidez de la estructura para el sismo de diseño. La demanda de ductilidad es este desplazamiento dividido entre el desplazamiento de fluencia de la estructura evaluado también en el centro de rigidez. La demanda de ductilidad en modos superiores debe ser considerada con un valor de 1.0.

Para el cálculo del amortiguamiento  $(\zeta)_I$  debe considerarse la contribución de elementos estructurales y no estructurales para desplazamientos de la estructura menores que el de fluencia. A menos que se tenga información experimental adicional, este amortiguamiento debe considerarse de 5% del amortiguamiento crítico para todos los modos de vibrar. El amortiguamiento histerético  $(\zeta)_{HD}$  puede obtenerse experimentalmente o usando la ecuación 13.39. En modos superiores, a menos que se demuestre experimentalmente algo distinto, el valor de  $(\zeta)_{HD}$  debe ser cero.

$$(\zeta)_{HD} = q_H \left( 0.64 - (\zeta)_I \right) \left( 1 - \frac{1}{\mu_D} \right) \quad (13.40)$$

donde

- $q_H$  es un factor de ajuste del ciclo de histéresis

Si no se cuenta con resultados experimentales para calcular el factor  $q_H$ , se puede obtener con la ecuación 13.41.

$$q_H = 0.67 \frac{(T)_b}{(T)_1} \quad (13.41)$$

donde

- $(T)_b$  es el periodo donde termina la meseta del espectro de diseño
- $(T)_1$  es el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis

En ningún caso el valor de  $q_H$  puede ser menor que 0.5 ni mayor que 1.0.

El amortiguamiento efectivo de la estructura en el modo  $n$  por amortiguamiento viscoso de los dispositivos,  $(\zeta)_{Vn}$ , se obtiene con base en las ecuaciones 13.42 y 13.43.

$$(\zeta)_{Vn} = \frac{\sum_j (W)_{nj}}{4\pi (W)_n} \quad (13.42)$$

$$(W)_n = \frac{1}{2} \sum_i F_{in} \delta_{in} \quad (13.43)$$

donde

- $(W)_{nj}$  es el trabajo realizado en un ciclo por el dispositivo  $j$ , correspondiente al modo  $n$  en la dirección de análisis para el desplazamiento modal  $(\delta)_{in}$
- $(W)_n$  es la máxima energía de deformación en la dirección de análisis correspondiente al modo  $n$  para el desplazamiento modal  $(\delta)_{in}$
- $F_{in}$  es la fuerza en el nivel  $i$  del modo  $n$
- $(\delta)_{in}$  es el desplazamiento en el nivel  $i$  correspondiente al modo  $n$

### 3.13.3.2 Fatiga en disipadores histeréticos

Deberá considerarse la fatiga de los disipadores histeréticos. Para ello, debe considerarse la amplitud de la deformación inelástica y el número de deformaciones cíclicas a la falla

### 3.13.3.4 Dispositivos dependientes de la velocidad

Dentro de los dispositivos dependientes de la velocidad se incluyen los sólidos viscoelásticos, los fluidos viscoelásticos y los fluidos viscosos. Se requiere que el modelo del sistema disipador de energía incluya la rigidez de los componentes estructurales que conectan al disipador con el resto de la estructura. Se recomienda modelar los dispositivos disipadores de energía como se describe en las siguientes secciones.

#### 3.13.3.4.1 Dispositivos de sólidos viscoelásticos

Para simular el comportamiento de los dispositivos de sólidos viscoelásticos se empleará el modelo de Kelvin, es decir, éstos se modelarán mediante un resorte y un amortiguador conectados en paralelo, como se muestra en la figura 13.5. Para seleccionar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los dispositivos, debe tenerse en cuenta su dependencia con el periodo fundamental del sistema estructural y el intervalo de las temperaturas de servicio.

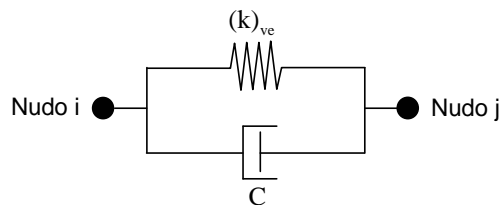


Figura13.5. Modelo de Kelvin para dispositivos de sólidos viscoelásticos.

Si la respuesta del dispositivo no puede representarse con valores únicos de rigidez y amortiguamiento, la respuesta de la estructura se evaluará mediante análisis múltiples, usando los valores mínimos y máximos esperados para las constantes de rigidez y amortiguamiento.

La fuerza ( $F$ ) en los dispositivos viscoelásticos se determina mediante la ecuación:

$$(F) = (k)_{ve} x + C\dot{x} \quad (13.44)$$

donde

- $(k)_{ve}$  es la rigidez del dispositivo
- $C$  es el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo
- $x$  es el desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo
- $\dot{x}$  es la velocidad relativa entre los extremos del dispositivo

Experimentalmente (sección 3.13.4.3), la rigidez del disipador  $(k)_{ve}$ , también conocida como rigidez almacenada  $K'$ , se calcula con la ecuación:

$$(k)_{ve} = K' = \frac{|F^+| + |F^-|}{|x_{\max}^+| + |x_{\max}^-|} \quad (13.45)$$

Las fuerzas en el dispositivo,  $F^+$  y  $F^-$ , son las que se presentan cuando ocurren los desplazamientos máximos  $x_{\max}^+$  y  $x_{\max}^-$ , respectivamente. El coeficiente de amortiguamiento del dispositivo se calcula mediante la ecuación:

$$C = \frac{K''}{\omega} = \frac{(A)_D}{\pi \omega (\bar{x}_{\max})^2} \quad (13.46)$$

donde

- $K''$  representa la rigidez asociada a la energía disipada
- $(A)_D$  es el área encerrada por un ciclo completo del diagrama fuerza–desplazamiento del dispositivo
- $\omega$  es la frecuencia circular del modo fundamental de la estructura
- $(\bar{x}_{\max})$  es el promedio de los valores absolutos de los desplazamientos  $x_{\max}^+$  y  $x_{\max}^-$

### 3.13.3.4.2 Dispositivos de fluidos viscoelásticos

La respuesta de los dispositivos de fluidos viscoelásticos se obtiene con el modelo de Maxwell, es decir, los dispositivos se modelarán mediante un resorte y un amortiguador conectados en serie, como se muestra en la figura 13.6. Para seleccionar las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los dispositivos, debe tenerse en cuenta su dependencia con el periodo fundamental del sistema y el intervalo de las temperaturas de operación. Si la respuesta del dispositivo no puede representarse con valores únicos de rigidez y amortiguamiento, la respuesta de la estructura se evaluará mediante análisis múltiples, usando los valores mínimos y máximos esperados para las constantes de rigidez y amortiguamiento.



Figura 13.6. Modelo de Maxwell para dispositivos de fluidos viscoelásticos.

La respuesta de los dispositivos de fluidos viscoelásticos se evaluará con las mismas ecuaciones propuestas para dispositivos de sólidos viscoelásticos (sección 3.13.3.4.1).

### 3.13.3.4.3 Dispositivos de fluidos viscosos

La respuesta de los amortiguadores de fluidos viscosos se obtiene con base en el modelo de Maxwell, es decir, los dispositivos se modelan mediante un resorte y un amortiguador conectados en serie (figura 13.6). Para el caso de los amortiguadores viscosos, la rigidez del resorte deberá ser suficientemente grande, de tal manera que la deformación del dispositivo se deba exclusivamente a la deformación del amortiguador. La fuerza ( $F$ ) en los amortiguadores se evalúa mediante la ley constitutiva:

$$(F) = C|\dot{x}|^n \operatorname{sgn}(\dot{x}) \quad (13.47)$$

donde

- C es el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo
- $\dot{x}$  es la velocidad relativa entre ambos extremos del dispositivo
- n es un exponente que caracteriza el comportamiento del amortiguador
- sgn es la función signo que, en este caso, define el signo de la velocidad relativa

Los valores de C y n se obtienen experimentalmente y son proporcionados por el fabricante de los amortiguadores.

### 3.13.3.5 Métodos de análisis

El objetivo del análisis sísmico es evaluar las demandas de desplazamiento, velocidad y fuerza para revisar la capacidad del sistema estructura–disipador y de sus componentes individuales. El análisis debe realizarse en dos direcciones horizontales ortogonales y, cuando sea significativa, como en los dispositivos de fricción, se incluirá la dirección vertical. El modelo estructural debe incorporar la distribución espacial de los disipadores. En los métodos de análisis que se proponen se deberán considerar, cuando sean importantes, los efectos de la interacción suelo–estructura y la no linealidad geométrica y/o la de los materiales. En cada dirección de análisis, el sistema debe contar con un número mínimo de dispositivos disipadores colocados de tal manera que no generen efectos de torsión. Se aceptan cuatro tipos de análisis para un sistema estructural con disipadores de energía:

- a) Análisis estático lineal
- b) Análisis dinámico lineal
- c) Análisis estático no lineal
- d) Análisis paso a paso

Los métodos de análisis lineal, tanto estático como dinámico, se permiten sólo si se cumplen los siguientes requisitos:

1. La respuesta de la estructura, al incorporar el sistema de disipación de energía, se mantiene en el intervalo elástico (protección total).
2. El amortiguamiento efectivo aportado por los disipadores, en cada dirección de análisis, no excede del 30% del amortiguamiento crítico.
3. La rigidez secante de cada dispositivo disipador de energía, calculada para el máximo desplazamiento del dispositivo, se incluye en el modelo matemático del sistema estructura–disipador.
4. La estructura se localiza a más de 15 km de una falla activa.
5. La estructura pertenece al Grupo B.

### 3.13.3.5.1 Análisis estático lineal (AEL)

El AEL se acepta como método para estimar demandas de desplazamiento y de fuerza en estructuras donde un análisis dinámico no proporcione información adicional significativa sobre el comportamiento. Por lo anterior, el AEL es adecuado para estructuras cuya respuesta se deba fundamentalmente al primer modo de vibrar. Además de los requisitos señalados en 3.13.3.5, se permite el AEL para sistemas con dispositivos disipadores de energía, si se cumplen los siguientes requisitos:

1. La estructura se desplanta sobre terreno firme (velocidad de ondas de cortante  $> 720$  m/s).
2. La excentricidad torsional calculada en cada entrepiso del sistema estructura–disipador es menor que el 5% de la dimensión más pequeña de la planta de la estructura.

El amortiguamiento estructural equivalente  $\zeta_{eq}$  se calcula con la ecuación 13.50:

$$(\zeta)_{eq} = \zeta + \frac{\sum_j (W)_j}{4\pi(E)_k} \quad (13.48)$$

donde

- $\zeta$  es el amortiguamiento de la estructura, generalmente considerado igual a 0.05
- $(W)_j$  es la energía disipada por el dispositivo  $j$  en un ciclo completo correspondiente al desplazamiento del dispositivo  $x_j$  y la sumatoria incluye a todos los dispositivos  $j$  existentes en la estructura
- $(E)_k$  es la máxima energía de deformación en la estructura, misma que se calcula con la ecuación 13.49:

$$(E)_k = \frac{1}{2} \sum_i F_i(\delta)_i \quad (13.49)$$

donde

- $F_i$  es la fuerza de inercia asociada al grado de libertad  $i$
- $(\delta)_i$  es el desplazamiento del grado de libertad  $i$

La suma de la ecuación 13.49 incluye todos los grados de libertad de la estructura en la dirección de análisis. Una vez determinado el amortiguamiento estructural equivalente  $(\zeta)_{eq}$ , se reducen las ordenadas del espectro de diseño como se indica en la sección de Espectros de Peligro Sísmico para el Territorio Mexicano. Deberá verificarse que los desplazamientos producidos por las fuerzas laterales sean aceptables, dependiendo del tipo de estructura de que se trate.

Para dispositivos dependientes de la velocidad, las acciones de diseño se calculan para las tres diferentes etapas de deformación que se describen en seguida. Se usarán las acciones máximas para diseño.

- a) Etapa de máximo desplazamiento. Las fuerzas laterales se calculan empleando el espectro de diseño reducido por amortiguamiento.
- b) Etapa de máxima velocidad y desplazamiento nulo. La fuerza en cada dispositivo se calcula con las ecuaciones 13.44 o 13.47, para amortiguadores viscoelásticos y viscosos respectivamente. La velocidad relativa  $\dot{x}$  está dada por  $\omega x$ , donde  $x$  es el desplazamiento relativo entre los extremos del dispositivo calculado para la etapa de máximo desplazamiento y  $\omega$  es la frecuencia el modo fundamental. Estas fuerzas se aplican al modelo de la estructura en los puntos donde se conecten los dispositivos y en las direcciones consistentes con la deformada de la estructura en la etapa de máximo desplazamiento. Se aplicarán fuerzas de inercia al modelo, conjuntamente con las fuerzas de los dispositivos, de tal manera que los desplazamientos resultantes sean nulos.
- c) Etapa de máxima aceleración. Las acciones de diseño se calculan como la suma de las acciones calculadas para la etapa de máximo desplazamiento multiplicadas por  $S_1$ , más las acciones calculadas para la etapa de máxima velocidad multiplicadas por  $S_2$ , donde

$$S_1 = \cos \left[ \tan^{-1} \left\{ 2(\zeta)_{eq} \right\} \right] \quad (13.50)$$

$$S_2 = \text{sen} \left[ \tan^{-1} \left\{ 2(\zeta)_{eq} \right\} \right] \quad (13.51)$$

donde

$(\zeta)_{eq}$  se calcula con la ecuación 13.50

### 3.13.3.5.2 Análisis dinámico modal (ADM)

El ADM debe usarse en aquellos casos en los que no se satisface alguno de los requisitos de la sección 3.13.3.5.1. Para estimar las demandas de desplazamiento y de fuerza, se emplearán los espectros de diseño correspondientes, reduciéndolos con el factor de amortiguamiento calculado como se indica en la sección de Espectros de Peligro Sísmico para el Territorio Mexicano. Deberá considerarse un número de modos de vibrar tal que garantice que la suma de las masas modales efectivas, en la dirección de análisis, sea al menos el 90% de la masa total de la estructura. Se verificará que los desplazamientos producidos por las fuerzas laterales sean aceptables, dependiendo del tipo de estructura de que se trate.

Para dispositivos dependientes de la velocidad, además de la aplicación directa del análisis modal espectral referido en esta sección para obtener las acciones en la etapa de máximo desplazamiento, deben obtenerse las acciones para máxima velocidad y máxima aceleración, para cada modo significativo. Los factores de combinación  $S_1$  y  $S_2$  se calcularán mediante las ecuaciones 13.50 y 13.51.

Si el cortante basal calculado con el ADM es menor que el 80% del calculado con el AEL de la sección 3.13.3.5.1, las fuerzas y desplazamientos en los elementos estructurales obtenidas en el

ADM deberán incrementarse de manera proporcional hasta alcanzar el 80% del cortante basal calculado con el AEL.

### 3.13.3.5.3 Análisis estático no lineal (AENL)

El AENL se emplea para determinar la capacidad de desplazamiento de una estructura al alcanzar la formación del mecanismo de colapso y consiste en analizarla bajo carga gravitacional constante y cargas laterales monótonas crecientes que representan los efectos sísmicos horizontales.

El AENL debe realizarse empleando las propiedades de los materiales correspondientes a los niveles de deformación que se van originando en cada etapa de carga. Para ello, se emplearán las rigideces efectivas a flexión de los elementos estructurales, obtenidas de los diagramas momento–curvatura. El modelo matemático no lineal de la estructura debe incluir explícitamente las características fuerza–velocidad–desplazamiento de los disipadores de energía, así como las características mecánicas de los componentes que dan soporte a los disipadores. Los dispositivos disipadores con rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia excitadora y/o de la temperatura deben modelarse con propiedades consistentes con: (a) las deformaciones esperadas para el desplazamiento objetivo, y (b) la frecuencia del modo fundamental de la estructura. Para calcular el amortiguamiento estructural equivalente  $\zeta_{eq}$  puede recurrirse a la ecuación 13.48.

### 3.13.3.5.4 Análisis paso a paso (APAP)

Para realizar un APAP deben emplearse registros temporales del sitio, reales o simulados, o combinaciones de éstos, teniéndose en cuenta el comportamiento inelástico de los distintos componentes de la estructura, y especialmente el comportamiento de los disipadores de energía. En conjunto con los registros temporales deben considerarse las acciones permanentes más todas aquellas acciones variables que pudieran actuar simultáneamente con las permanentes. Si la respuesta de los dispositivos disipadores de energía depende de la frecuencia de excitación, de la temperatura de servicio (incluida la que se presenta durante la excitación), de la deformación, de la velocidad, de las cargas sostenidas o de la variación espacial de las cargas laterales, dicha dependencia debe tenerse en cuenta en el análisis, considerando los valores mínimos y máximos probables de las propiedades de los dispositivos.

El APAP puede emplearse para cualquier estructura y tipo de disipador, y es obligatorio su uso para estudiar el comportamiento de estructuras del Grupo A, estructuras complejas o ubicadas cerca de una falla activa. El método permite determinar la respuesta del modelo para comparar las ductilidades locales requeridas y las disponibles, así como las demandas de fuerza y desplazamiento (o velocidad) en los disipadores de energía. Para estructuras del Grupo A, además de este procedimiento, la estructura debe analizarse con el método ADM, y se recomienda que los resultados de un APAP no se usen para reducir los requerimientos resultantes del ADM.

## 3.13.4 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS

### 3.13.4.1 Colocación, inspección y mantenimiento

Debe existir un programa detallado de inspección para lo cual debe proveerse suficiente espacio y acceso adecuado para realizar las maniobras de mantenimiento y, en su caso, reparación de los dispositivos de control.

Los dispositivos se colocarán de tal manera que no se vean sometidos a esfuerzos no considerados en las pruebas. Las condiciones de apoyo y el funcionamiento de los dispositivos una vez instalados en la obra deben ser similares al de los prototipos probados en el laboratorio.

#### **3.13.4.2 Características y anclajes de los dispositivos**

Los dispositivos de aislamiento y disipación de energía deberán diseñarse para soportar adecuadamente las cargas verticales y horizontales que puedan presentarse durante la vida útil de la estructura. En su diseño se deberá tener en cuenta los movimientos de traslación y rotación que produzcan las acciones debidas a: carga muerta, carga viva, viento, sismo, flujo plástico, contracción del concreto, presfuerzo, temperatura y deformaciones originadas por las tolerancias en la construcción.

Para determinar el tipo de dispositivo de control más apropiado también deberán considerarse factores tales como: el espacio disponible, la facilidad para su inspección y mantenimiento, las condiciones ambientales, los costos iniciales y de mantenimiento, y su disponibilidad en el mercado.

##### **3.13.4.2.1 Fuerza horizontal que transmiten los dispositivos**

Deberá tenerse en cuenta la fuerza horizontal que los apoyos son capaces de transmitir para el diseño de la superestructura, la subestructura y los anclajes o conexiones entre los dispositivos y el sistema estructural.

Al evaluarse la fuerza horizontal deberá tenerse en cuenta la restricción que puedan proporcionar muros de retención, topes y, en general, todos los elementos que ofrezcan restricción al desplazamiento horizontal.

Los aisladores y disipadores deben estar anclados correctamente para permitir la transferencia de fuerzas entre los elementos conectados a través de ellos. Los anclajes deben ser diseñados para soportar las fuerzas máximas obtenidas en la interfase del sistema de aislamiento, la subestructura y la superestructura, considerando la distribución de fuerzas que se produce cuando se alcanza la sobrerresistencia de los elementos.

En el diseño de los anclajes y conexiones no se admitirá ninguna reducción por concepto de ductilidad.

##### **3.13.4.2.2 Holguras**

Podrá dejarse una holgura entre el sistema de control y la estructura para permitir movimientos debidos a temperatura, contracción, flujo plástico, u otros similares, así como para evitar el daño en elementos no estructurales, siempre y cuando esta condición esté considerada en el análisis y diseño de los dispositivos de aislamiento y disipación de energía

##### **3.13.4.3 Verificación experimental**

Las relaciones fuerza–desplazamiento o fuerza–velocidad y los valores del amortiguamiento considerados en el diseño del sistema de protección sísmica deben verificarse mediante ensayos de laboratorio de acuerdo con los lineamientos establecidos en esta sección, previamente a la fabricación de los aisladores y/o disipadores que se colocarán en la estructura. Si los ensayos se realizan antes del proyecto estructural, los resultados de las pruebas se emplearán en el desarrollo del proyecto.



Los ensayos de laboratorio tienen como objetivos: (a) confirmar las propiedades fuerza–desplazamiento de los aisladores y/o disipadores de energía considerados en el análisis, y (b) comprobar el adecuado desempeño de los aisladores y/o disipadores bajo excitaciones sísmicas extremas. El programa experimental, de ninguna manera, deberá considerarse como sustituto del control de calidad en la manufactura de los aisladores y/o disipadores.

El programa experimental debe ser aprobado por las autoridades correspondientes y considerará como mínimo las pruebas necesarias para determinar las propiedades carga–desplazamiento de los aisladores y/o disipadores, su rigidez y amortiguamiento, la dispersión en los resultados de las pruebas, la estabilidad de los dispositivos, la influencia de las fluctuaciones de temperatura, la velocidad de aplicación de la carga y la variación en la magnitud de la carga vertical, así como los efectos del envejecimiento en la modificación de las propiedades mecánicas de los dispositivos.

Se recomienda que se ensayen como mínimo dos prototipos a escala natural por cada tipo y tamaño usado en el diseño. Los especímenes ensayados no se colocarán en la estructura.

Quedará a juicio de las autoridades competentes el no exigir una verificación experimental para una obra en particular, cuando los aisladores y/o disipadores de tamaño similar, materiales idénticos, igual manufactura y control de calidad hayan sido ensayados con anterioridad por un laboratorio independiente, de la manera como se señala en los párrafos siguientes.

#### 3.13.4.3.1 Ensayos en sistemas de aislamiento sísmico

Se llevará a cabo la siguiente secuencia de ensayos, para una carga vertical igual al promedio de  $(N)_{CM} + (N)_{wa}$  en todos los aisladores de un mismo tipo y tamaño.  $(N)_{CM}$  es la fuerza normal debida a carga muerta y  $(N)_{wa}$  es la fuerza normal debida a carga viva instantánea: al menos 10 ciclos reversibles completos para desplazamientos del 25%, 50% y 100% del máximo esperado. Si en los aisladores actúan fuerzas normales  $(N)_s$  debidas a la carga lateral, adicionalmente se ensayarán los especímenes para las siguientes combinaciones de cargas verticales:

- a)  $1.2(N)_{CM} + (N)_{wa} + |(N)_s|$
- b)  $0.8(N)_{CM} - |(N)_s|$

En estos ensayos, la combinación de cargas verticales debe tomarse como la fuerza típica o promedio en todos los aisladores de un mismo tipo y tamaño.

Para estudiar la estabilidad vertical de los aisladores deberán realizarse pruebas estáticas combinando la máxima carga vertical  $1.2(N)_{CM} + (N)_{wa} + |(N)_s|$  y la mínima carga vertical  $0.8(N)_{CM} - |(N)_s|$  con el desplazamiento máximo esperado incrementado en un 50%. La combinación de cargas verticales debe ser la más desfavorable que se presente en cualquiera de los aisladores del sistema.

Si las propiedades fuerza–desplazamiento de los aisladores dependen de la velocidad de aplicación de la carga, entonces los ensayos deben efectuarse a una frecuencia  $\omega_D$  igual a la fundamental de la estructura aislada. Se considera que las propiedades fuerza–desplazamiento de un aislador son dependientes de la velocidad de aplicación de la carga si hay una diferencia igual o mayor que el 10% en la rigidez efectiva para un desplazamiento igual al de diseño cuando (a) se ensaya a una frecuencia igual a la fundamental de la estructura aislada, y (b) se ensaya a cualquier frecuencia en el intervalo de 0.1 a 2 veces la frecuencia fundamental de la estructura aislada.

Si las propiedades fuerza–desplazamiento de los aisladores dependen de los efectos bidireccionales, el número de ensayos debe aumentarse para incluir la fuerza bilateral para los siguientes incrementos del desplazamiento máximo esperado: 0.25 y 1.0; 0.50 y 1.0; 0.75 y 1; y 1.0 y 1.0. Se considera que las propiedades fuerza–desplazamiento de un aislador dependen de la bidireccionalidad de la carga si en las propiedades fuerza–desplazamiento bilaterales y unilaterales existe una diferencia igual o mayor que el 15% en la rigidez efectiva para un desplazamiento igual al de diseño.

Las propiedades fuerza–desplazamiento del sistema de aislamiento se basan en los resultados de los ensayos de laboratorio. Para calcular la rigidez equivalente y el amortiguamiento de los aisladores se utilizará el promedio de los valores absolutos de las fuerzas positiva y negativa ( $F^+$  y  $F^-$ ), que se presentan cuando ocurren los desplazamientos máximos positivo y negativo ( $x_{\max}^+$  y  $x_{\max}^-$ ), respectivamente.

El desempeño de cada prototipo se considerará satisfactorio si se cumplen las siguientes condiciones:

1. Los diagramas fuerza–desplazamiento de los ensayos no muestran degradación de resistencia.
2. Para cada incremento de desplazamiento y para cada combinación de carga vertical se satisfacen los siguientes criterios:
  - a. La rigidez equivalente del prototipo, para cualquier ciclo de carga no difiere en  $\pm 15\%$  del promedio de las rigideces efectivas del total de 10 ciclos para desplazamiento por sismo.
  - b. No hay más de un 15% de diferencia en el valor promedio de la rigidez efectiva de los dos especímenes de un mismo tipo y tamaño de aislador, para los 10 ciclos requeridos de cada prueba.
  - c. Para cada espécimen no hay más de un 20% de decremento en el amortiguamiento para los 10 ciclos requeridos de cada prueba.
3. Los especímenes del sistema de aislamiento permanecen estables ante la aplicación de las diferentes combinaciones de carga vertical y el desplazamiento máximo esperado.

#### 3.13.4.3.2 Ensayos en dispositivos disipadores de energía

Durante el desarrollo de los ensayos, cada dispositivo disipador debe ser cargado para simular los efectos gravitacionales, si es el caso, considerando además las temperaturas extremas a las que se prevé estará expuesto el dispositivo en la estructura. A cada dispositivo disipador deben aplicársele al menos 20 ciclos reversibles completos a un desplazamiento igual al máximo esperado, y a una frecuencia  $\omega$  igual a la fundamental del sistema estructura–disipador. Para dispositivos dependientes de la velocidad se recomienda que los especímenes se ensayen a frecuencias de  $0.5\omega$ ,  $\omega$  y  $2.0\omega$ . En caso necesario, debe tenerse en cuenta la dependencia de los dispositivos a los efectos bidireccionales.

Las propiedades fuerza–desplazamiento del sistema de disipación se basan en los resultados de los ensayos de laboratorio. Para calcular la rigidez equivalente y el amortiguamiento de los disipadores se utilizará el promedio de los valores absolutos de las fuerzas positiva y negativa ( $F^+$  y  $F^-$ ), que se presentan cuando ocurren los desplazamientos máximos positivo y negativo ( $x_{\max}^+$  y  $x_{\max}^-$ ), respectivamente.

El desempeño de cada prototipo se considerará satisfactorio si se cumplen las siguientes condiciones:

1. Las curvas fuerza–desplazamiento de los ensayos no muestran degradación de resistencia. No es necesario que los dispositivos dependientes de la velocidad cumplan con este requisito.
2. La rigidez equivalente del prototipo, para cada ensaye y para cualquier ciclo de carga no difiere en  $\pm 15\%$  del promedio de las rigideces del total de ciclos. Este requisito no aplica para amortiguadores viscosos.
3. Para cada ensaye, la fuerza para desplazamiento nulo del prototipo, para cualquier ciclo de carga, no difiere en  $\pm 15\%$  del promedio de las fuerzas para desplazamiento nulo del total de ciclos.
4. Para cada ensaye, el área de cada lazo histerético del prototipo, para cualquier ciclo de carga, no difiere en  $\pm 15\%$  del promedio de áreas encerradas por las curvas de histéresis del total de ciclos.

# **SECCIÓN 3.14**

## **ESTRUCTURAS TIPO 11 TORRES DE TELECOMUNICACIÓN**



**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	283
3.14.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	285
3.14.2	ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO.....	285
3.14.3	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	286
3.14.4	FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA .....	286
3.14.5	TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS.....	286
3.14.5.1	Comportamiento de torres ante efectos sísmicos .....	286
3.14.5.2	Elección del tipo de análisis .....	286
3.14.5.3	Cálculo aproximado del cortante basal .....	287
3.14.5.4	Análisis estático.....	288
3.14.5.5	Análisis dinámico simplificado.....	289
3.14.5.5.1	Estimación de los periodos correspondientes a los tres primeros modos de vibración en flexión de la torre .....	290
3.14.5.5.2	Cálculo del perfil de aceleraciones normalizadas $a(x)$ sobre la altura de la torre ...	291
3.14.5.6	Análisis dinámico modal espectral .....	292
3.14.5.7	Efectos de segundo orden .....	293
3.14.5.8	Efectos combinados de los movimientos del suelo.....	293
3.14.6	MÁSTILES DE CELOSÍA CON RETENIDAS .....	293
3.14.6.1	Comportamiento de mástiles ante efectos sísmicos .....	293
3.14.6.2	Elección del tipo de análisis .....	294
3.14.6.3	Análisis estático.....	294
3.14.6.4	Análisis no lineal paso a paso .....	295
3.14.7	ESTRUCTURAS HABILITADAS SOBRE OTRAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE.....	295
3.14.8	EFFECTO DE MASAS CONCENTRADAS .....	296



## NOMENCLATURA

a	Longitud no arriostrada de los elementos montados en la base de la estructura	$K_{so}$	Parámetro para la clasificación de torres autosoportadas
$a(x)$	Perfil de aceleraciones normalizadas	$l_d$	Longitud de los elementos diagonales principales en la base de la torre
$a(\beta)$	Aceleración espectral normalizada	$l_1$	Longitud de los elementos montantes en la base de la torre
$a_1(\beta)$ , $a_2(\beta)$ , $a_3(\beta)$	Aceleraciones espectrales normalizadas correspondientes a los tres primeros modos	$L_s$	Longitud de una sección de torre
$a_0$	Aceleración horizontal máxima del terreno normalizada con $g$	$L_{gi}$	Longitud de cada cable en el $i$ -ésimo nivel
$a_0(T_v)$	Aceleración espectral en la dirección vertical normalizada	$m_{L+D}$	Masa distribuida de los montantes y las diagonales principales en la base de la torre
A	Área total de la sección transversal de los montantes en la base de la torre	$m_0$	Masa por unidad de longitud en la base de la torre
$A_D$	Área de la sección transversal de un elemento diagonal principal en la base de la torre	M	Masa total de la estructura
$A_{gi}$	Área de cada cable colocado en el $i$ -ésimo nivel	$M_1$	Masa total de los elementos horizontales localizados a la altura $h_a$
$A_L$	Área de la sección transversal de un elemento montante en la base de la torre	$M_c$	Matriz de masas
$C_1$ a $C_6$	Coefficientes que dependen tanto de la altura relativa a la que se calcula el valor de la aceleración $a(x)$ , como de las propiedades geométricas de la torre	$M_{en}$	Masa de la estructura asociada al $n$ -ésimo modo
D	Relación entre los momentos de inercia en la parte superior e inferior de la estructura	$M_S$	Masa de una sección de torre
E	Módulo de elasticidad del material	n	Número de niveles sobre la altura del mástil donde se tienen puntos de fijación de cables de retenidas
$F_S$	Factor de sitio	$N_S$	Número de segmentos en que se divide la estructura para su análisis
$Ft_i$	Factor que toma en cuenta el efecto de la variación en la sección transversal de la torre con la altura	$P_s$	Fuerza horizontal
$G_{ri}$	Distancia horizontal entre la base del mástil y el punto de anclaje de los cables (radio de los cables) en el $i$ -ésimo nivel	q	Es igual a $(T_b / T_e)^f$
$h_a, h_1, h_2$	Longitud de elementos montantes entre puntos de contraventeo	Q	Factor de comportamiento sísmico
$h_n$	Altura del centro de gravedad del $n$ -ésimo segmento de la estructura	Q'	Factor reductor por ductilidad
H	Altura total de la estructura	r	Coefficiente que vale 1.0, 1.33 y 2.0 para terrenos con factor de sitio $F_s = 1$ , $1 \leq F_s \leq 1.5$ y $F_s > 1.5$ , respectivamente
$H_{gi}$	Elevación del $i$ -ésimo nivel	R	Factor de reducción por sobrerresistencia
$I_s$	Momento de inercia promedio de una sección de torre	S	Parámetro que depende de la geometría del contraventeo lateral y la rigidez relativa de los elementos montantes y diagonales
$I_0$	Momento de inercia del área de los montantes en la base de la torre	$S_D$	Respuesta de diseño
J	vector columna con componentes adimensionales iguales a 1	$S_m$	Respuestas modales
$k_i$	Factor que toma en cuenta el efecto de las deformaciones por cortante	$T_1, T_2,$ $T_3$	Periodos de los tres primeros modos de flexión
		$T_e$	Periodo fundamental de vibración en flexión
		V	Fuerza cortante basal
		$w(x)$	Perfil de cargas gravitacionales
		$w_a$	Ancho promedio de la cara de la torre
		$w_o$	Ancho de la cara de la torre en la base
		W	Peso total de la estructura incluyendo accesorios



$W_2$	Peso de la estructura y accesorios en el tramo superior que comprende el 5% de la altura total de la torre	$\alpha_1, \alpha_2$	Coeficientes de proporcionalidad
		$\beta$	Factor de amortiguamiento
$W_n$	Peso del n-ésimo segmento de la estructura	$\lambda_i$	Frecuencia adimensional asociada al valor del periodo $T_i$
$Z_n$	n-ésimo vector modal	$\zeta_e$	Amortiguamiento estructural

### 3.14.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las torres de telecomunicación usualmente se diseñan considerando como única fuente de cargas ambientales los efectos del viento y, cuando resulta aplicable, los debidos a la acumulación de hielo. Los efectos sísmicos, como una posible fuente de daño o pérdida de servicio, suelen ser ignorados, aun en el diseño de estructuras localizadas en zonas de alta sismicidad. Esto se ha originado por la suposición de que, debido a su baja masa, este tipo de estructuras son poco vulnerables a la acción sísmica. Por lo anterior, el diseño antisísmico de torres de telecomunicación ha recibido mucha menor atención que otros sistemas estructurales. Como resultado, los diseñadores disponen de pocas recomendaciones para efectuar un análisis sísmico, contribuyendo a que se ignoren estos efectos en el diseño.

Lo anterior puede ser razonable para torres pequeñas en zonas de baja sismicidad. Sin embargo, para estructuras altas en zonas de mediana a alta sismicidad se debe disponer de un procedimiento racional que permita justificar la omisión de los efectos sísmicos. Se tiene evidencia documentada de los efectos desfavorables que puede inducir un sismo en estas estructuras. Además, estudios analíticos detallados han mostrado que dichos efectos pueden llegar a superar en algunos casos a los del viento.

En la actualidad, el incremento constante en la construcción de este tipo de estructuras, de alturas cada vez mayores y en muchos casos ubicadas en zonas de alta sismicidad, en donde las funciones que desempeñan pueden requerir que permanezcan en condiciones de servicio después de un sismo severo, o aun durante su ocurrencia, requiere que la decisión de no considerar la acción sísmica en el diseño deba al menos justificarse con el uso de métodos de análisis aproximados.

Al igual que en otros tipos de estructuras esbeltas, en las torres de telecomunicación la contribución de los modos superiores de vibración puede ser relevante en la respuesta global. Además, ante efectos sísmicos presentan menor capacidad de disipación de energía dado su bajo amortiguamiento, comparado con las estructuras de edificios.

En esta sección se presentan recomendaciones para la evaluación de los efectos sísmicos en torres de celosía autosoportadas y mástiles de celosía con retenidas, ambos tipos identificados con el nombre genérico de torres de telecomunicación. Se incluyen también recomendaciones para estructuras habilitadas sobre otras estructuras de soporte. En todos los casos, las recomendaciones son aplicables exclusivamente a estructuras construidas con perfiles de acero.

### 3.14.2 ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO

En los espectros de diseño está implícito un amortiguamiento de 5%. Sin embargo, en torres de telecomunicación el amortiguamiento que se tiene generalmente es menor que el considerado en tales espectros de diseño. Experimentalmente se han medido valores de  $\zeta_e \cong 0.02$ , mientras que en la mayoría de los estudios analíticos reportados en la literatura se consideran valores de  $\zeta_e$  comprendidos entre 0.01 y 0.03. Por lo anterior, se requiere modificar las ordenadas del espectro de diseño multiplicándolas por el factor de amortiguamiento,  $\beta$ , en la misma forma que para estructuras de edificios, que se calcula con la ecuación 1.19 (sección 3.1). Los efectos de interacción suelo-estructura pueden despreciarse en el diseño sísmico de torres de telecomunicación.

### **3.14.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO**

Las torres de telecomunicación deberán diseñarse utilizando un factor de comportamiento sísmico  $Q = 1$ . Cuando se tengan estructuras constituidas por elementos individuales capaces de desarrollar comportamiento dúctil a flexión, con conexiones rígidas entre ellos, y si no es indispensable que la estructura permanezca en operación después del sismo de diseño, se pueden utilizar factores de comportamiento sísmico mayores al estipulado, siempre que se tenga evidencia confiable, experimental o analítica, de que la estructura es capaz de desarrollar el nivel de comportamiento dúctil supuesto.

### **3.14.4 FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA**

En el diseño sísmico de torres de telecomunicación se utilizará un factor de sobrerresistencia  $R = 1$ , a menos que se pueda justificar técnicamente el uso de un valor mayor.

### **3.14.5 TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS**

En esta sección se presentan las recomendaciones para la evaluación de las acciones sísmicas en torres de celosía autosoportadas, en adelante identificadas simplemente como torres.

#### **3.14.5.1 Comportamiento de torres ante efectos sísmicos**

Ante excitación sísmica, las torres desarrollan comportamiento dinámico lineal. La respuesta de la estructura queda definida en gran medida por los tres primeros modos de flexión (traslación horizontal), con el segundo y tercer modo contribuyendo de manera muy importante en las aceleraciones en la parte superior de la torre. Para torres de más de 80 m de altura, el cuarto y quinto modos de flexión pueden tener una participación importante en la respuesta dinámica.

Los modos de flexión usualmente están separados suficientemente el uno del otro, aunque los modos de torsión y flexión en algunos casos se encuentran cercanamente acoplados. Los modos verticales suelen estar suficientemente separados de los modos laterales.

Los efectos de accesorios como escaleras, plataformas y antenas, entre otros, son poco significativos, con excepción de equipos cuya masa exceda el 10% de la masa de la torre, o sean colocados con gran excentricidad respecto al eje vertical de la estructura. Los efectos de la componente vertical del sismo son poco relevantes en torres de menos de 100 m de altura.

En el comportamiento dinámico de torres, el número de montantes, 3 ó 4, no es un parámetro que modifique significativamente su respuesta. Dado su comportamiento dinámico lineal, el análisis detallado de torres puede efectuarse mediante superposición modal, en caso de que los métodos más simples (estático o dinámico simplificado) no resulten aplicables.

#### **3.14.5.2 Elección del tipo de análisis**

En el diseño estructural pueden ignorarse los efectos sísmicos en aquellas torres que por su altura, uso o localización representan un bajo riesgo de pérdida de vidas o daño a otras instalaciones en

caso de falla, además de que sean utilizadas para servicios opcionales o donde el atraso en la reanudación del servicio sea aceptable. También pueden ignorarse los efectos sísmicos cuando la aceleración horizontal máxima del terreno  $a_0 < 0.15 g$ . Adicionalmente, en torres sin irregularidad torsional, de rigidez o masa, pueden ignorarse en el diseño las acciones por sismo cuando el cortante basal máximo sea menor al 75% de la carga horizontal total generada por viento sin la presencia de hielo. En la tabla 14.1 se describen las condiciones que se deben cumplir para considerar que se tiene alguna de las irregularidades mencionadas.

Cuando se requiera, el análisis sísmico de torres se puede realizar mediante uno de los siguientes métodos: a) análisis estático, b) análisis dinámico simplificado y c) análisis dinámico modal espectral. El análisis estático que se describe en la sección 3.14.5.4 es aplicable a torres cuya altura total no sobrepase 30 m y que estén exentas de irregularidades. El análisis dinámico simplificado que se describe en la sección 3.14.5.5 puede aplicarse en el análisis de torres de hasta 150 m de altura, con o sin irregularidades, con masas concentradas de equipos cuyo valor individualmente no exceda el 5% de la masa total de la torre. Finalmente, el análisis dinámico modal espectral que se describe en la sección 3.14.5.6 puede utilizarse para el análisis sísmico de torres de cualquier altura. Se recomienda el uso de este último método en aquellas torres en que sea fundamental garantizar su operación inmediatamente después de un sismo severo, o aun, durante su ocurrencia.

Tabla 14.1. Irregularidades estructurales.

Tipo	Descripción
Irregularidad Torsional	El centro de masa de la sección, incluyendo accesorios, se encuentra a una distancia del eje vertical de la estructura mayor al 30% de la menor dimensión en planta de la sección.
Irregularidad de Rigidez	La rigidez a flexión de la sección ( $I_s/L_s$ ) varía en más de 50% respecto a la sección adyacente.
Irregularidad de Masa	La masa por unidad de longitud de la sección ( $M_s/L_s$ ), incluyendo accesorios, varía en más de 200% respecto a la sección adyacente.
donde:	
$I_s$ es el momento de inercia promedio de la sección; $M_s$ es la masa total de la sección; $L_s$ es la longitud de la sección	
Notas:	
1) Una sección de la estructura puede considerarse como el tramo entre conexiones de los elementos montantes	
2) Los accesorios montados sobre la torre no deben considerarse como una irregularidad en la rigidez	

### 3.14.5.3 Cálculo aproximado del cortante basal

Con objeto de contar con una primera estimación de la magnitud del cortante basal en la torre generada por efectos sísmicos y con base en ello determinar si conviene realizar un análisis sísmico, dicho cortante basal puede evaluarse de manera aproximada mediante la siguiente ecuación empírica

$$V = W a_0 (1.91 - 0.66 T_e) \quad (14.1)$$

donde

- V es el cortante basal en la torre
- W es el peso total de la torre incluyendo accesorios
- $a_0$  es la aceleración horizontal máxima del terreno normalizada con respecto a la aceleración de la gravedad
- $T_e$  es el periodo fundamental de vibración en flexión de la torre, que se puede calcular con:

$$T_e = \frac{H^2}{1500w_a} \sqrt{\frac{W_1 + W_2}{W_1}} \quad (14.2)$$

donde

$$W_1 = W \left[ \left( \frac{w_a}{w_o} \right)^2 + 0.15 \right]$$

$W_2$  es el peso de la estructura y accesorios en el tramo superior que comprende el 5% de la altura de la torre

$w_a$  es el ancho promedio de la cara de la torre

$w_o$  es el ancho de la cara de la torre en la base

$H$  es la altura total de la torre

Debe mencionarse que la ecuación para la estimación preliminar de  $V$  es rigurosamente aplicable a torres desplantadas en terreno firme. Sin embargo, es importante recalcar que el uso de esta ecuación no se propone para fines de diseño de los elementos de la torre, sino con el propósito de brindar al diseñador una estimación preliminar de la sensibilidad de la estructura ante la acción sísmica en el sitio.

#### 3.14.5.4 Análisis estático

La magnitud de la resultante de la fuerza lateral distribuida verticalmente será igual a la fuerza cortante basal determinada de acuerdo con lo dispuesto para estructuras de edificios, amplificada por el factor de amortiguamiento por el que se aumentan las ordenadas espectrales con objeto de tener en cuenta que el amortiguamiento en torres es menor que en estructuras de edificios.

La distribución vertical de la fuerza cortante basal amplificada se llevará a cabo dividiendo la estructura en  $N_s$  segmentos. En el centro de masa del  $n$ -ésimo segmento se aplicará una fuerza horizontal calculada con alguna de las ecuaciones siguientes

$$P_n = 0.85 W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_s} W_n}{\sum_{n=1}^{N_s} W_n h_n} \frac{a(\beta)}{Q'R} \quad \text{si } T_e < T_b \quad (14.3)$$

$$P_n = 0.85 W_n \left( \alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2 \right) \frac{a(\beta)}{Q'R} \quad \text{si } T_e > T_b \quad (14.4)$$

donde

$W_n$  es el peso del  $n$ -ésimo segmento

$h_n$  es la altura del centro de gravedad del  $n$ -ésimo segmento, medida desde el desplante

$a(\beta)$  es la aceleración espectral, normalizada con la gravedad, correspondiente a  $T_e$  y considerando los cambios debidos a amortiguamientos diferentes de 5%

$Q'$  es el factor reductor por ductilidad

$R$  es el factor de reducción por sobrerresistencia

$\alpha_1, \alpha_2$  son los coeficientes de proporcionalidad que se especifican para estructuras de edificios

Los valores de  $W_n$  deberán incluir el peso de los elementos estructurales, así como de los accesorios colocados en cada segmento de la torre. Con objeto de tener una aproximación adecuada en la valuación de las fuerzas sísmicas, la estructura de interés se dividirá en al menos 10 segmentos. El periodo fundamental puede calcularse mediante la ecuación 14.2.

Para tener en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración, en el segmento superior se aplicará adicionalmente una fuerza horizontal que se define como

$$P_s = 0.15W \frac{a(\beta)}{Q'R}; \quad \text{si } T_e < T_b \quad (14.5)$$

$$P_s = 0.15W (1 + 0.5r - 0.5rq) \frac{a(\beta)}{Q'R}; \quad \text{si } T_e > T_b \quad (14.6)$$

donde

q es igual a  $(T_b / T_e)^r$

r depende del factor de sitio y es igual a 1.0, 1.33 y 2.0 cuando  $F_s = 1$ ,  $1 < F_s \leq 1.5$  y  $F_s > 1$ , respectivamente

### 3.14.5.5 Análisis dinámico simplificado

En este método, las fuerzas de inercia laterales equivalentes debidas a la excitación en la base se evalúan mediante un procedimiento simplificado, que se basa en la definición del perfil de pseudoaceleraciones en la altura de la torre, mediante superposición modal de los efectos de los tres primeros modos de vibración en flexión. El producto de este perfil de pseudoaceleraciones y el perfil de distribución de cargas gravitacionales permite evaluar las fuerzas de inercia laterales.

El método se aplica mediante los pasos que se indican a continuación.

1. Estimación de los periodos correspondientes a los tres primeros modos de vibración en flexión de la torre.
2. Evaluación de la distribución de cargas gravitacionales en la altura de la torre y concentración de las mismas sobre los nodos de los montantes. Se recomienda concentrar dichas cargas en los nodos de conexión de las diagonales principales con los montantes de la torre.
3. Construcción del espectro de diseño para el sitio de ubicación de la torre y determinación de los valores de aceleración para los periodos correspondientes a los tres primeros modos de vibración en flexión, modificados por el factor de amortiguamiento.
4. Cálculo del perfil de aceleraciones, normalizadas con la gravedad,  $a(x)$  sobre la altura de la torre.
5. Multiplicación de los valores de cargas gravitacionales concentradas en cada nivel por el valor correspondiente del perfil de aceleraciones, para obtener las fuerzas de inercia laterales equivalentes  $w(x)a(x)/Q'R$ .

Los pasos 2, 3 y 5 se explican por sí mismos. A continuación se describe con detalle la aplicación de los pasos 1 y 4.

### 3.14.5.1 Estimación de los periodos correspondientes a los tres primeros modos de vibración en flexión de la torre

Con el propósito de evitar realizar un análisis de valores y vectores característicos, estos periodos pueden estimarse con base en la ecuación para el cálculo de las frecuencias naturales de elementos de sección constante empotrados en la base y libres en el extremo, pero corregida para tomar en cuenta la variación de la sección transversal con la altura y las deformaciones por cortante, en la forma siguiente

$$T_i = \frac{2\pi H^2}{k_i F_{t_i} \lambda_i} \sqrt{\frac{m_0}{EI_0}} \quad (14.7)$$

donde

- $m_0$  es la masa por unidad de longitud en la base de la torre
- $I_0$  es el momento de inercia del área de los montantes en la base de la torre
- $E$  es el módulo de elasticidad del material
- $k_i$  factor que toma en cuenta el efecto de las deformaciones por cortante
- $F_{t_i}$  factor que toma en cuenta el efecto de la variación en la sección transversal de la torre con la altura
- $\lambda_i$  es la frecuencia adimensional asociada al valor del periodo  $T_i$

Los valores de  $k_i$  y  $\lambda_i$  se dan en la tabla 14.2 para los tres primeros modos de vibración en flexión. El valor de  $F_{t_i}$  depende de la relación entre el ancho de la torre en la base y en su extremo superior. Sus valores se grafican en la figura 14.1 de la sección de ayudas de diseño.

Tabla 14.2. Parámetros  $k_i$  y  $\lambda_i$ .

Modo i	$k_i$	$\lambda_i$
1	0.90	1.875
2	0.78	4.694
3	0.60	7.855

El cálculo de  $m_0$  se puede hacer con el uso de las siguientes ecuaciones:

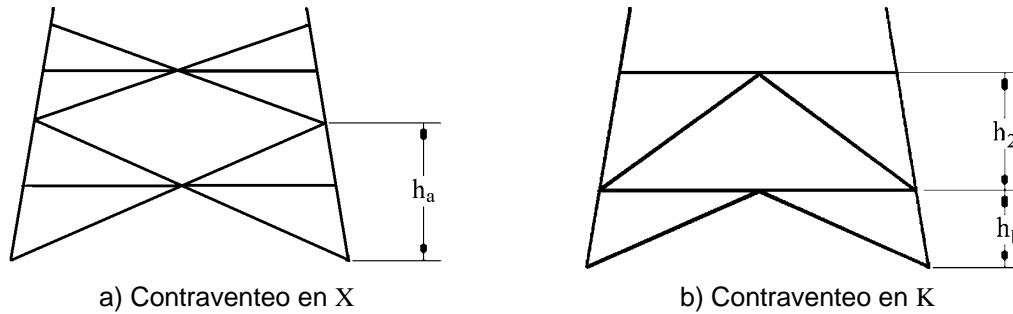
$$m_0 \approx m_{L+D} + M_1 / h_a \quad \text{Para contraventeo en X} \quad (14.8)$$

$$m_0 \approx m_{L+D} + 2M_1 / (h_1 + h_2) \quad \text{Para contraventeo en K}$$

donde

- $m_{L+D}$  es la masa distribuida de los montantes y las diagonales principales en la base de la torre
- $M_1$  es la masa total de los elementos horizontales localizados a la altura  $h_a$  (altura del panel inferior para contraventeo en X) o  $h_1$  (para contraventeo en K)

En la figura 14.1 se ilustran los valores de  $h_a$ ,  $h_1$  y  $h_2$ .

Figura 14.1 Valores de  $h_a$ ,  $h_1$  y  $h_2$ 

### 3.14.5.2 Cálculo del perfil de aceleraciones normalizadas $a(x)$ sobre la altura de la torre

El perfil de aceleraciones se calcula con la siguiente ecuación

$$a(x) = \frac{C_1 a_1^2(\beta) + C_2 a_2^2(\beta) + C_3 a_3^2(\beta)}{\sqrt{C_4 a_1^2(\beta) + C_5 a_2^2(\beta) + C_6 a_3^2(\beta)}} \quad (14.9)$$

donde

$a_1(\beta)$ ,  $a_2(\beta)$  y  $a_3(\beta)$  son las aceleraciones espectrales, normalizadas con la gravedad, correspondientes a los periodos  $T_1$ ,  $T_2$  y  $T_3$  calculados en el paso 1, considerando los cambios debidos a amortiguamientos diferentes de 5%

$C_1$  a  $C_6$  son coeficientes que dependen tanto de la altura relativa a la que se calcula el valor de la aceleración  $a(x)$ , como de las propiedades geométricas de la torre

Los valores de los coeficientes  $C_1$  a  $C_6$  se grafican en las figuras 14.2 a 14.4 de la sección de ayudas de diseño. La gráfica a utilizar depende del grupo dentro del cual se clasifica la torre, de acuerdo a los lineamientos contenidos en la tabla 14.3.

Tabla 14.3. Clasificación de torres de celosía.

Parámetro	Grupo 1	Grupo 2	Grupo 3
$a/H$	$\leq 0.1$	$\leq 0.1$	$> 0.1$
$D$	0.10 – 0.20	0.20 – 0.30	0.25 – 0.35
$K_{so}$	0.10 – 0.25	0.10 – 0.25	0.25 – 0.40

$a/H$  es la relación entre la longitud no arriostrada de los elementos montantes en la base de la torre y la altura total de la misma. Los valores de  $D$  y  $K_{so}$  se calculan mediante las ecuaciones

$$D = (I_t / I_o)^{1/3} \quad (14.10)$$

$$K_{so} = 0.29 \frac{a}{H} \sqrt{S} \quad (14.11)$$

donde

$I_t$  e  $I_o$  son el momento de inercia del área de los montantes en la parte superior de la torre y en su base, respectivamente

$S$  es un parámetro que depende de la geometría del contraventeo lateral y la rigidez relativa de los elementos montantes y diagonales



Los valores del parámetro S pueden calcularse mediante las ecuaciones siguientes

$$S = \frac{2A_L}{A_D(l_d/l_1)^3} - 1 \quad \text{Para contraventeo en X} \quad (14.12)$$

$$S = \frac{8A_L}{A_D(l_d/l_1)^3} \quad \text{Para contraventeo en K}$$

En las ecuaciones anteriores

- $A_L$  es el área de la sección transversal de un elemento montante en la base de la torre
- $A_D$  es el área de la sección transversal de un elemento diagonal principal en la base de la torre
- $l_d$  es la longitud del elemento diagonal principal
- $l_1$  es la longitud del elemento montante

En forma similar, los efectos de la componente vertical del sismo pueden estimarse mediante un procedimiento simplificado de análisis. En la sección de comentarios se presenta más información al respecto.

### 3.14.5.6 Análisis dinámico modal espectral

En el análisis dinámico modal espectral de torres se aplicarán las disposiciones correspondientes estipuladas para estructuras de edificios, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones y salvedades:

1. Los parámetros dinámicos de la torre se determinarán suponiendo que la estructura posee modos clásicos de vibración, por lo que las frecuencias y los modos naturales de vibrar se obtendrán considerando nulo el amortiguamiento.
2. El modelo analítico deberá considerar un número de masas y grados de libertad suficiente con objeto de calcular adecuadamente la respuesta estructural. Se recomienda concentrar las masas en cada nodo de conexión entre las diagonales principales y los montantes de la torre.
3. El número de formas modales  $N_m$  a considerar en el cálculo de las respuestas de diseño será aquel que permita satisfacer la expresión siguiente

$$\sum_{n=1}^{N_m} M_{en} \geq 0.9M \quad (14.13)$$

donde

$M_{en}$  es la masa de la estructura asociada al modo n

Los valores de  $M_{en}$  pueden calcularse mediante

$$M_{en} = \frac{\left( Z_n^T M_e J \right)^2}{Z_n^T M_e Z_n} \quad (14.14)$$

donde

- $M_e$  es la matriz de masas  
 $Z_n$  es el n-ésimo vector modal  
 $J$  es un vector columna con componentes adimensionales iguales a 1

4. Al determinar las respuestas modales se aumentarán las ordenadas espectrales según se especifica en la sección 3.14.2, con objeto de tomar en cuenta que el amortiguamiento en torres es menor que en estructuras de edificios.
5. Las respuestas de diseño se obtendrán mediante la combinación de las respuestas modales máximas, de acuerdo con la ecuación

$$S_D = \left( \sum_{n=1}^{N_m} S_n^2 \right)^{1/2} \quad (14.15)$$

que representa la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales  $S_n$ .

#### 3.14.5.7 Efectos de Segundo Orden

En el análisis sísmico de torres se podrán despreciar tanto los efectos P- $\Delta$ , es decir, los elementos mecánicos y desplazamientos adicionales provocados tanto por las cargas verticales actuando sobre la estructura deformada, como por la influencia de la carga axial en la rigidez de los elementos de la torre.

#### 3.14.5.8 Efectos combinados de los movimientos del suelo

Las torres se analizarán ante la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno de la misma intensidad y de la componente vertical. En torres de menos de 100 m de altura se podrá despreciar la acción del componente vertical. Las fuerzas internas resultantes de estas sollicitaciones sísmicas se obtendrán aplicando la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Las fuerzas internas así obtenidas deberán combinarse con las gravitacionales.

Las direcciones ortogonales para las cuales se efectuará el análisis se seleccionarán en forma tal que la respuesta de la torre ante la acción sísmica resulte máxima.

### 3.14.6 MÁSTILES DE CELOSÍA CON RETENIDAS

En esta sección se presentan las recomendaciones para la evaluación de las acciones sísmicas en mástiles de celosía con retenidas, en adelante identificados simplemente como mástiles.

#### 3.14.6.1 Comportamiento de mástiles ante efectos sísmicos

El comportamiento de mástiles ante efectos sísmicos es considerablemente más complejo que el de torres, originado por una marcada no linealidad geométrica debida, en primer lugar, a las variaciones de rigidez en los cables y la interacción de los mismos con el mástil; y en segundo lugar, a la esbeltez

del mástil. La componente vertical de la aceleración del terreno puede incrementar los efectos de interacción entre el mástil y las retenidas.

En mástiles de gran altura, la variación espacial de la excitación sísmica en los apoyos puede inducir efectos dinámicos adicionales que no se presentan cuando se considera la excitación sísmica sincronizada. En general, la fuerza axial y el cortante en el mástil, así como la tensión en las retenidas, se incrementa. Los efectos de la variación espacial de la excitación sísmica se acentúan con el incremento en la altura de la estructura.

Cuando se utilizan dos o más grupos de puntos de anclaje de las retenidas, se tienen en el mástil secciones altamente sensibles a los efectos sísmicos.

El número de modos que definen la respuesta suele ser considerablemente mayor en mástiles que en torres, además de encontrarse poco espaciados. Los modos superiores de vibración tienen una participación importante en la respuesta.

Con base en los resultados obtenidos en simulaciones numéricas del comportamiento dinámico de mástiles, y por no resultar aplicable la superposición modal dada su alta no linealidad geométrica, es común que se recomiende utilizar un análisis dinámico paso a paso no lineal para los mástiles ubicados en zonas de alta sismicidad y que deban permanecer en servicio posteriormente a la ocurrencia del sismo de diseño, o aun durante el mismo. En contraposición, se debe reconocer que en un ámbito de diseño, la realización de este tipo de análisis puede no ser factible.

### 3.14.6.2 Elección del tipo de análisis

En el diseño estructural, pueden ignorarse los efectos sísmicos con base en los mismos criterios establecidos para torres. Cuando se requiera, el análisis sísmico de mástiles se debe realizar mediante uno de los siguientes métodos: a) análisis estático, b) análisis dinámico no lineal paso a paso. El análisis estático que se describe en la sección 3.14.6.3 es aplicable a mástiles cuya altura total no sobrepase 350 m. El análisis dinámico no lineal paso a paso que se describe en la sección 3.14.6.4 puede aplicarse en el análisis de mástiles de cualquier altura. Cuando se tengan estructuras en las que se deban garantizar las condiciones de servicio después de la ocurrencia de un sismo severo, se preferirá el uso de este segundo método de análisis. El método de análisis modal espectral no se considera adecuado, dado el marcado comportamiento no lineal de los mástiles.

### 3.14.6.3 Análisis estático

El método se aplica igual que en las torres. Al evaluar los pesos de cada segmento del mástil, debe incluirse el 50% del peso de los cables en los segmentos que correspondan a los puntos de apoyo de las retenidas.

Para aplicar este método de análisis, el periodo del modo fundamental en flexión del mástil puede estimarse mediante la ecuación siguiente

$$T_e = 0.39 \sqrt{\frac{M}{\sum K_g}} \quad (14.16)$$

$$\sum K_g = \sum_{i=1}^n \left[ \frac{A_{gi} G_{ri}}{L_{gi}^2} \times \frac{H_{gi}}{H} \right] \quad (14.17)$$

donde

M	es la masa total de la estructura, incluyendo los cables, en kg
n	es el número de niveles sobre la altura del mástil donde se tienen puntos de fijación de cables de retenidas
$A_{gi}$	es el área de cada cable colocado en el i-ésimo nivel, en $\text{mm}^2$
$G_{ri}$	es la distancia horizontal entre la base del mástil y el punto de anclaje de los cables (radio de los cables) en el i-ésimo nivel, en m
$L_{gi}$	es la longitud de cada cable en el i-ésimo nivel, en m
$H_{gi}$	es la elevación del i-ésimo nivel, en m
H	es la altura total del mástil, en m

En cálculos preliminares del periodo fundamental, puede utilizarse la siguiente ecuación

$$T_e = \frac{\sqrt{H^{1.5}}}{50} \quad (14.18)$$

#### 3.14.6.4 Análisis no lineal paso a paso

El análisis paso a paso o cálculo de respuestas ante temblores específicos se aplicará como se especifica en relación con las estructuras de edificios. La solución de la ecuación de comportamiento dinámico no lineal deberá efectuarse por integración directa.

En mástiles de más de 150 m de altura, deberá considerarse la componente vertical de la excitación sísmica. Así mismo, cuando la distancia horizontal entre la base del mástil y los puntos de anclaje de las retenidas en el suelo exceda de 300 m, deberá incluirse en el análisis el efecto de la variación espacial de la excitación sísmica en los apoyos. El tiempo de retardo se calculará utilizando la velocidad de ondas de cortante en el suelo del sitio y la distancia entre la base del mástil y los puntos de anclaje de las retenidas.

En la sección de comentarios se citan diversos trabajos de investigación en los que se comentan aspectos de interés en la aplicación de esta técnica al análisis de mástiles.

### 3.14.7 ESTRUCTURAS HABILITADAS SOBRE OTRAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE

En torres y mástiles habilitados sobre las azoteas de edificios u otras estructuras de soporte, cuya altura no exceda los 30 m y en los que no se tengan irregularidades, conforme a lo definido en la tabla 14.1, el análisis sísmico se aplicará como se especifica en relación con apéndices, con la restricción de que el factor de amplificación calculado no podrá ser menor que 3.

La valuación de las fuerzas sísmicas por el método estático se realizará sin considerar el periodo fundamental de vibración de la torre o mástil, por lo que se utilizará el coeficiente sísmico correspondiente.

En caso de que la torre o mástil tenga una altura mayor a 30 m o presente irregularidades, deberá recurrirse a un análisis que considere los efectos de interacción dinámica entre la estructura de soporte y la torre o mástil que se apoya en ella.

### **3.14.8 EFECTO DE MASAS CONCENTRADAS**

El efecto de masas concentradas correspondientes a los arreglos de antenas, cuyo valor no exceda individualmente el 5% de la masa total de la estructura, se tomará en cuenta aplicando en el modelo de análisis estructural una fuerza concentrada igual a la masa de la antena multiplicada por la aceleración a la altura de la misma. Dicha fuerza se ubicará considerando su excentricidad respecto al eje vertical de la estructura, utilizando extensiones rígidas a partir de las montantes. Sin embargo, debe tomarse en cuenta que pueden desarrollarse amplificaciones de la acción por la flexibilidad de las conexiones reales.

En caso de que se tengan antenas cuya masa exceda el porcentaje arriba definido, deberán tratarse como casos excepcionales que requieren de un análisis sísmico detallado.

# **SECCIÓN 3.15**

## **ESTRUCTURAS TIPO 12 TÚNELES**



---

**ÍNDICE**

	NOMENCLATURA .....	301
3.15.1	TÚNELES EN ROCA O SUELO DURO.....	303
3.15.1.1	Deformaciones unitarias longitudinales.....	303
3.15.1.2	Deformaciones unitarias por ovalización.....	304





**NOMENCLATURA**

$a_{\text{máx}}$	Aceleración máxima de partícula o aceleración máxima del terreno $a_0$	$t$	Espesor del revestimiento
$C_s$	Velocidad efectiva de propagación de onda de corte	$v_{\text{máx}}$	Velocidad máxima de partícula
$E_L$	Módulo de elasticidad del material del revestimiento	$\varepsilon$	Deformación unitaria longitudinal
$E_m$	Módulo de elasticidad dinámico de la roca o suelo duro	$\varepsilon$	Deformación unitaria admisible del material de revestimiento a compresión
$F'$	Relación de propiedades del medio con respecto al revestimiento	$\varepsilon_{\text{ov}}$	Deformación unitaria por ovalización
$F$	Relación de flexibilidad	$\phi$	Ángulo de incidencia
$G$	Módulo de rigidez al corte dinámico	$\phi_c$	Ángulo de incidencia crítico
$R$	Radio efectivo del túnel, es decir, del eje del túnel a la mitad del espesor del revestimiento	$\Delta D/D$	Deformación unitaria diametral
		$\gamma_{\text{máx}}$	Distorsión angular máxima
		$\nu_m$	Relación de Poisson de la roca o suelo duro
		$\nu_L$	Relación de Poisson del material del revestimiento



### 3.15.1 TÚNELES EN ROCA O SUELO DURO

Esta sección comprende las recomendaciones para el diseño sísmico de túneles revestidos, de sección circular. Estas recomendaciones no consideran las fallas de taludes en portales, túneles en sistemas de fallas geológicas, cambios abruptos de rigidez del túnel (juntas, lumbreras, etc.), cambios de rigidez del medio y el diseño de juntas de túneles.

#### 3.15.1.1 Deformaciones unitarias longitudinales

El análisis en sentido longitudinal de un túnel tiene como objetivo, calcular la deformación unitaria máxima del revestimiento, debida a la incidencia de una onda de corte sobre éste. La ecuación que se deberá emplear es:

$$\varepsilon = \pm \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \sin(\phi) \cos(\phi) \pm \frac{a_{\text{máx}}}{C_s^2} R \cos^3(\phi) \quad (15.1)$$

donde

- $\varepsilon$  es la deformación unitaria longitudinal
- $v_{\text{máx}}$  es la velocidad máxima de partícula (programa PRODISIS)
- $a_{\text{máx}}$  es la aceleración máxima de partícula o aceleración máxima del terreno  $a_0$  (programa PRODISIS)
- $C_s$  es la velocidad efectiva de propagación de onda de corte
- $R$  es el radio efectivo del túnel, es decir, del eje del túnel a la mitad del espesor del revestimiento
- $\phi$  es el ángulo de incidencia

La deformación unitaria,  $\varepsilon$ , calculada debe ser menor a la deformación unitaria admisible del material de revestimiento a compresión,  $\varepsilon_a$ , que corresponde a su límite de fluencia. Por ejemplo, en concreto, las NTCC–2004 aceptan una deformación unitaria a la compresión de 0.003 en la fibra extrema.

Los parámetros del movimiento del terreno,  $v_{\text{máx}}$  y  $a_{\text{máx}}$ , se deben de determinar por métodos de análisis de riesgo sísmico deterministas o probabilísticos de acuerdo con la importancia de la estructura, en caso de no contar con la información necesaria para hacer dichos análisis se recomienda usar los valores de peligro sísmico de la República Mexicana propuestos en la sección 3.1.

La velocidad de propagación de onda,  $C_s$ , se puede determinar mediante pruebas geofísicas de campo o de laboratorio. En el caso específico que el macizo rocoso presente un alto grado de fracturas se recomienda hacer las pruebas de campo, ya que, las muestras de laboratorio no representan la condición real del macizo rocoso. Estas pueden ser pruebas sísmicas (*down-hole*, *up-hole* y *cross-hole*) cuando las condiciones lo permitan, pruebas de velocidad de ondas sónicas para núcleos de roca y pruebas de columna resonante para suelos (se puede consultar el capítulo de exploración y pruebas de laboratorio del MDOC).

Se recomienda emplear un valor de  $\phi = 45^\circ$  para el prediseño de túneles o en el caso de túneles de dimensiones pequeñas, con lo cual se obtendrán resultados aceptables. Sin embargo, en el caso de túneles de gran importancia o de gran diámetro ( $R > 2.0$  m), se debe obtener la máxima deformación unitaria correspondiente al ángulo de incidencia crítico,  $\phi_c$  (ecuación 15.2), ya que, dependiendo de

los parámetros del movimiento del terreno o del radio, las deformaciones unitarias pueden ser muy distintas a las estimadas con un ángulo de incidencia de 45°.

Calculando el valor máximo de la ecuación 15.1, se obtiene el ángulo de incidencia crítico:

$$\phi_c = \arcsin\left(\frac{\sqrt{8a^2 - 4a + 1} - 1}{4a - 2}\right); \quad \rightarrow \quad a = \frac{v_{\text{máx}} C_s}{3a_{\text{máx}} R} \quad (15.2)$$

### 3.15.1.2 Deformaciones unitarias por ovalización

Para estimar las deformaciones por ovalización se recomienda emplear la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_{\text{ov}} = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \left[ 3(1 - v_m) \frac{t}{R} + \frac{1}{2} \frac{E_m (1 - v_L^2) R}{E_L (1 + v_m) t} \right] \quad (15.3)$$

donde:

$\varepsilon_{\text{ov}}$	es la deformación unitaria por ovalización
$v_m$	es la relación de Poisson de la roca o suelo duro
$v_L$	es la relación de Poisson del material del revestimiento
$E_m$	es el módulo de elasticidad dinámico de la roca o suelo duro
$E_L$	es el módulo de elasticidad del material del revestimiento
$t$	es el espesor del revestimiento

La relación de Poisson de la roca se puede determinar si se conocen las velocidades de onda y de corte. Por ejemplo, se puede emplear una relación de Poisson de 0.2 para el concreto y 0.3 para acero. El módulo de elasticidad de la roca o del suelo duro debe corresponder al módulo de rigidez al corte dinámico, G.

La deformación unitaria por ovalización debe ser menor a la deformación unitaria diametral de campo-libre, considerando el medio perforado.

$$\varepsilon_{\text{ov}} < \left(\frac{\Delta D}{D}\right)_{\text{máx}} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_{\text{ov}} < 2\gamma_{\text{máx}} (1 - v_m) \quad (15.4)$$

La distorsión angular máxima,  $\gamma_{\text{máx}}$ , se puede determinar con programas de análisis de respuesta de sitio. Sin embargo, una muy buena aproximación se alcanza a partir de la siguiente relación:

$$\gamma_{\text{máx}} = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \quad (15.5)$$

Se obtienen buenos resultados al emplear las ecuaciones antes mencionadas cuando la relación de flexibilidad es  $F > 20$ . La relación de flexibilidad se define como:

$$F = 2 \frac{E_m (1 - v_L^2)}{E_L (1 + v_m)} \left(\frac{R}{t}\right)^3 \quad (15.6)$$

Para fines de prediseño, se puede normalizar la ecuación 15.3 de la siguiente manera:

$$\frac{\varepsilon_{ov}}{\frac{v_{m\acute{a}x}}{C_s}(1-v_m)} = 3 \frac{t}{R} + \frac{1}{2} \frac{E_m (1-v_L^2) R}{E_L (1-v_m^2) t} \quad (15.7)$$

La desigualdad 15.4 se simplifica sustituyendo las ecuaciones 15.5, 15.6 y 15.7:

$$3 \frac{t}{R} + \frac{1}{2} \frac{R}{t} F' < 2 \quad (15.8)$$

donde

$F'$  es la relación de propiedades del medio con respecto al revestimiento, definiéndose de la siguiente manera:

$$F' = \frac{E_m (1-v_L^2)}{E_L (1-v_m^2)} \quad (15.9)$$

Se puede observar que la desigualdad 15.8 depende únicamente de la relación espesor–radio efectivo del revestimiento y de la relación de las propiedades del medio. Entonces, se puede generar un ábaco como ayuda de prediseño (figura 15.1). En este ábaco se puede determinar la deformación unitaria por ovalización,  $\varepsilon_{ov}$ , y la deformación unitaria que aporta tanto la fuerza normal como el momento flexionante (ver sección de Ayudas de Diseño).

Por otra parte, también se presentan ecuaciones que corresponden a un intervalo de valores permisibles de la relación  $R/t$ , siendo el valor de 2 el límite con la intersección de la familia de curvas (ver figura 15.1). Estos valores permisibles se definen como:

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\min} = \frac{2 - \sqrt{4 - 6F'}}{F'} \quad (15.10)$$

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\max} = \frac{2 + \sqrt{4 - 6F'}}{F'} \quad (15.11)$$

El discriminante de 15.10 y 15.11 debe de cumplir con:

$$0 < F' < \frac{2}{3} \quad (15.12)$$

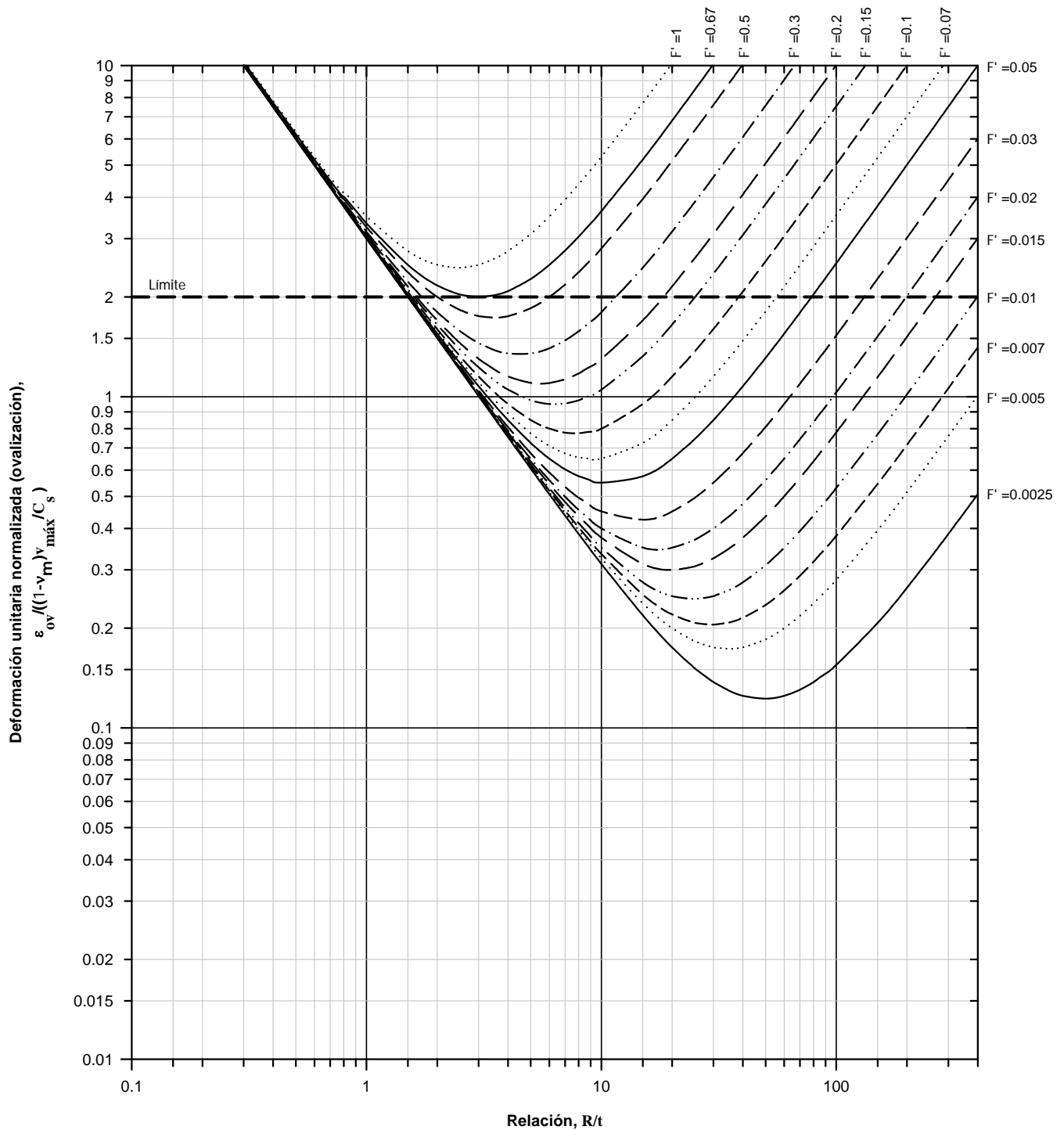


Figura 15.1. Gráficas para prediseño por ovalización.

Con las propiedades geométricas del túnel se verifica si éste cumple con la deformación máxima permisible por ovalización (deformación unitaria diametral máxima), que debe estar dentro del siguiente intervalo:

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\text{mín}} \leq \frac{R}{t} \leq \left(\frac{R}{t}\right)_{\text{máx}} \tag{15.13}$$

Por otra parte, de la figura 15.1 se observa que existe un valor mínimo para la deformación unitaria por ovalización normalizada, que corresponde a un valor óptimo de la relación de propiedades geométricas del túnel,  $(R/t)_{\text{opt}}$ , en este punto la deformación inducida por la fuerza normal es igual a la inducida por el momento.

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{6}{F'}} \quad (15.14)$$

$$\left(\overline{\varepsilon_{\text{ov}}}\right)_{\text{mín}} = \sqrt{6F'} = \frac{6}{\left(\frac{R}{t}\right)_{\text{opt}}} \quad (15.15)$$





# **SECCIÓN 16**

## **ESTRUCTURAS TIPO 13 CIMENTACIONES**



**INDICE**

	NOMENCLATURA .....	313
3.16.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	315
3.16.2	CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....	316
3.16.2.1	Estado límite falla .....	316
3.16.2.1.1	Momento .....	318
3.16.2.1.2	Arrancamiento .....	319
3.16.2.1.3	Muertos de anclaje .....	320
3.16.2.2	Estado límite servicio .....	320
3.16.3	CIMENTACIONES PROFUNDAS .....	320
3.16.3.1	Estado límite falla .....	320
3.16.3.1.1	Carga por compresión .....	321
3.16.3.1.2	Carga por tensión .....	321
3.16.3.1.3	Carga lateral .....	322
3.16.3.2	Estado límite servicio .....	323



## NOMENCLATURA

A	Área de la cimentación	$P_{VS}$	Componente vertical producto de la resultante de la fuerza de extracción
$A'$	Área efectiva del cimiento resultado de considerar la excentricidad de cargas	$F_c \Sigma Q$	
$b_c, b_q,$ $b_\gamma$	Factores de base para cimentaciones superficiales	q	Esfuerzo efectivo al nivel de desplante para cimentaciones superficiales
B	Ancho de la cimentación para cimentaciones superficiales	$q_u$	Capacidad de carga última del suelo
$B'$	Ancho efectivo resultado de considerar la excentricidad de cargas	$q_{máx},$ $q_{mín}$	Distribución de la reacción del suelo en compresión máxima y mínima, respectivamente
c	Cohesión aparente para cimentaciones superficiales	$Q_f$	Capacidad de carga por fricción en pilotes
$d_c, d_q,$ $d_\gamma$	Factores de profundidad para cimentaciones superficiales	$Q_{hmáx}$	Carga horizontal máxima aplicada en la pila o pilote
e	Excentricidad	$Q_p$	Capacidad de carga por la punta en pilotes
$E_{PD}$	Empuje pasivo dinámico	$Q_{Rh}$	Capacidad de carga lateral de la pila o pilote
$F_C$	Factor de carga para afectar las acciones de diseño, y es igual $F_C = 1.1$	$Q_s$	Carga vertical obtenida de un análisis estructural
$F_R$	Factor de resistencia (reducción) para afectar la capacidad de carga neta, y es igual a $F_R = 0.35$	$Q_u$	Capacidad de carga última en pilotes
$g_c, g_q,$ $g_\gamma$	Factores de terreno para cimentaciones superficiales	$s_c, s_q, s_\gamma$	Factores de forma para cimentaciones superficiales
H	Espesor de un estrato de suelo uniforme	T	Fuerza de tensión vertical máxima transmitida por la superestructura a las zapatas
$i_c, i_q, i_\gamma$	Factores de inclinación de la carga para cimentaciones superficiales	$T_{máx}$	Tensión máxima aplicada al elemento de la subestructura menos su peso propio efectivo y el peso efectivo que gravite encima de la campana
L	Dimensión del eje longitudinal de la cimentación o longitud de la pila o pilote	$T_{ug}$	Capacidad total por levantamiento
$L'$	Longitud de la cimentación efectiva	$T_{un}$	Capacidad neta por levantamiento
$L_b$	Profundidad de penetración en el estrato de apoyo	$W_e$	Peso efectivo de la pila o pilote
M	Momento flexionante obtenido de un análisis estructural	$W_s$	Peso del suelo, considerando el peso volumétrico total del suelo que se encuentra arriba de la cimentación.
$M_R$	Momento resistente para revisiones de volteo	$W_B$	Peso de los muertos en torres de transmisión
$M_V$	Momento de volteo	$\gamma$	Peso volumétrico del suelo para cimentaciones superficiales
$N_c, N_q,$ $N_\gamma$	Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales	$\theta$	Inclinación de la superficie de falla dependiente del tipo de suelo
P	Suma de fuerzas verticales que se oponen al arrancamiento de la zapata		
$P_{HS}$	Componente horizontal producto de la resultante de la fuerza de extracción $F_c \Sigma Q$		



Las presentes recomendaciones están limitadas a los criterios y métodos de diseño sísmico de cimentaciones que permitan orientar al diseñador sobre los requisitos (consideraciones) mínimos. Estas recomendaciones están basadas fundamentalmente en los trabajos de la CFE (2002 y 2005) y en las NTC–RCDF (2004). Los aspectos no cubiertos en esta sección quedan abiertos al empleo de otras teorías o métodos, siempre y cuando sean congruentes sus hipótesis con las condiciones en campo.

En el diseño de las cimentaciones, se considerarán los estados límite de falla y de servicio, además de los correspondientes a los miembros de la superestructura. Es importante señalar que la mayor parte de estas recomendaciones se enfocan particularmente al análisis simplificado de las cimentaciones y por consiguiente, la simplificación de las hipótesis que esto implica. Para aplicar el análisis simplificado de las cimentaciones es necesario contar con las cargas vertical y horizontal, y el momento a nivel de terreno, obtenidos de un análisis estructural previo.

### 3.16.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La revisión del estado límite de falla de una cimentación en condiciones dinámicas consiste en comparar de forma individual, o en grupo, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño. Esta revisión se realiza afectando la capacidad de carga neta por un factor de reducción,  $F_R$ , y las acciones de diseño por un factor de carga,  $F_C$ , (ecuación 16.1, MDOC, 1981a). En el caso particular de estas recomendaciones, se emplearán los factores  $F_C = 1.1$  y  $F_R = 0.35$  a menos que se especifique un valor diferente (MDOC, 1981b; NTC–RCDF, 2004). La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos apoyados en estudios experimentales locales o determinados con pruebas de carga (pruebas de placa, pruebas de carga en pilas o pilotes, etc.), considerando la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla que corresponde al mecanismo más crítico.

Con respecto a la revisión del estado límite de servicio de las cimentaciones, se estimarán las deformaciones verticales (asentamientos), que podrían ser inducidas por un exceso de carga debida al sismo. El valor esperado de estos asentamientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la cimentación, a la superestructura y, para el caso de edificaciones, a sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados.

La magnitud de las acciones, generadas por la superestructura sobre la cimentación, se obtendrá de un análisis estructural. Para fines de diseño de la cimentación, la magnitud de las acciones será responsabilidad conjunta de los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se deberá tener especial cuidado en el cambio de la magnitud de las cargas y la posición de las fuerzas resultantes, originadas por el sismo, ya que esto puede dar como resultado cambios desfavorables en el diagrama de reacción de la cimentación y/o variación en el valor de la excentricidad. Además, se deberán calcular y tomar en cuenta en el diseño, el cortante en la base de la estructura, los momentos de volteo debidos tanto a la excentricidad de las cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación, como a sollicitaciones horizontales.

Por otra parte, para evaluar de una manera más precisa las acciones que produce un sismo a nivel de la cimentación, se puede recurrir a un análisis estructural, considerando el efecto de la interacción suelo–estructura, a través de métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin (sección 3.5).



Para considerar los efectos bidireccionales de los sismos, en la revisión del estado límite de falla de una cimentación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 % del sismo en una dirección y 30 % en la dirección perpendicular a ésta, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Las recomendaciones anteriores, se aplicarán a los tipos de cimentaciones que se tratan en esta sección del Manual.

### 3.16.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Atendiendo a las consideraciones generales, también, se incluirá el análisis por arrancamiento de las cimentaciones superficiales y las cimentaciones especiales como lo son los muertos para torres con retenidas. Para todos los casos, el diseño de cimentaciones superficiales debe considerar la dirección y magnitud de la carga.

#### 3.16.2.1 Estado límite falla

Como se mencionó anteriormente, en la revisión del estado límite falla para la capacidad de carga se comprobará que:

$$F_c \sum Q_s < F_R q_u \tag{16.1}$$

donde

- $\sum Q_s$  es la suma de cargas verticales dividida entre el área de la cimentación, obtenidas del análisis estructural, en la zapata o losa
- $q_u$  es la capacidad de carga última del suelo

Para aplicar un análisis simplificado de las cimentaciones superficiales resulta razonable utilizar las ecuaciones de las teorías de Hansen (1970) o de Vesic (1973), ya que consideran factores de carga en los que se toma en cuenta la forma del área de contacto de la cimentación, la profundidad de desplante, la inclinación de la carga y la inclinación en el área de contacto de la cimentación y el medio (Bowles, 1997; Das, 2001). Por lo tanto, la capacidad de carga se puede calcular de la siguiente manera:

$$q_u = c N_{c_c} s_{c_c} d_{c_c} i_{c_c} g_{c_c} b_c + q N_{q_q} s_{q_q} d_{q_q} i_{q_q} g_{q_q} b_q + 0.5 \gamma B N_{\gamma_\gamma} s_{\gamma_\gamma} d_{\gamma_\gamma} i_{\gamma_\gamma} g_{\gamma_\gamma} b_\gamma \tag{16.2}$$

donde

- $c$  es la cohesión aparente
- $q$  es el esfuerzo efectivo al nivel de desplante
- $\gamma$  es el peso volumétrico del suelo
- $B$  es el ancho de la cimentación
- $s_c, s_q, s_\gamma$  son los factores de forma
- $d_c, d_q, d_\gamma$  son los factores de profundidad
- $i_c, i_q, i_\gamma$  son los factores de inclinación de la carga
- $g_c, g_q, g_\gamma$  son los factores de terreno
- $b_c, b_q, b_\gamma$  son los factores de base
- $N_c, N_q, N_\gamma$  son los factores de capacidad de carga

Las ecuaciones para determinar los factores de carga se pueden consultar en Bowles (1997) y Das (2001), los cuales dependerán de la teoría que se emplee para el cálculo de la capacidad de carga. Los parámetros de resistencia, involucrados en la ecuación de capacidad de carga y en sus correspondientes factores, corresponden a la envolvente del criterio de Mohr–Coulomb y se deben determinar mediante pruebas de resistencia del tipo triaxial UU, CU o CD (Bardet, 1997). Esta envolvente se considera la más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de servicio. Para la determinación de estos parámetros y/o la capacidad de carga no se debe de hacer uso de correlaciones. Por otro lado, la posición del nivel freático considerada en la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura.

En el caso que se presenten cargas que den lugar a fuerzas resultantes excéntricas, actuando a una distancia  $e$  del eje longitudinal de la cimentación, el ancho efectivo,  $B'$ , se calculará de la siguiente manera:

$$B' = B - 2e \quad (16.3)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal de la cimentación,  $L$ , para tomar en cuenta la excentricidad y obtener la longitud de la cimentación efectiva  $L'$ . Cuando se presente doble excentricidad, se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva,  $A'$  de la cimentación será:

$$A' = B'L' \quad (16.4)$$

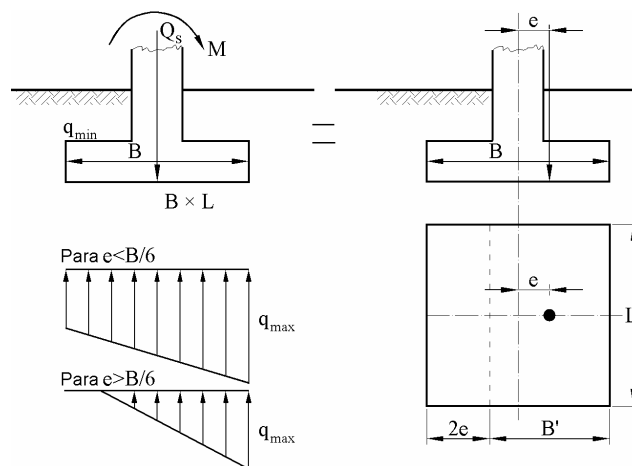


Figura 16.1. Distribución de la reacción del suelo en la zapata (Bowles, 1997).

En el caso del diseño estructural final de la cimentación, el área,  $A$ , o el área efectiva,  $A'$ , se utilizará para determinar la distribución de la reacción del suelo en compresión,  $q_{\text{máx}}$  y  $q_{\text{mín}}$  (figura 16.1), de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$q_{\text{máx}} = \frac{Q_s}{BL} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (16.5)$$

$$q_{\text{mín}} = \frac{Q_s}{BL} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (16.6)$$

donde

- $Q_s$  es la carga vertical obtenida de un análisis estructural
- $M$  es momento flexionante obtenido de un análisis estructural
- $e$  es la excentricidad calculada a partir de la relación de  $M$  entre  $Q_s$

Dicha distribución se considerará lineal, sin admitir tensiones (valores negativos). En caso de presentarse tensiones se asumirá que el valor de la reacción es cero en la zona de tensión. Del mismo modo se hará el análisis en el sentido longitudinal para el caso de losas de cimentación y zapatas aisladas.

Otras consideraciones que se deben tomar en cuenta para el cálculo de la capacidad de carga en las cimentaciones superficiales son las siguientes:

- a) En el caso de cimentaciones que se encuentren sobre un estrato de suelo uniforme de espesor  $H$  bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:
  - 1) Si  $H \geq 3.5 B$  se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
  - 2) Si  $3.5 B > H \geq 1.5B$  se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es  $B + H$ .
  - 3) Si  $H < 1.5B$  se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:  $B [ 1 + 2/3 ( H/B )^2 ]$ .
- b) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis de estado límite considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia. En Duncan (2005) se desarrollan ampliamente los métodos pseudoestáticos para cumplir con este punto.

### 3.16.2.1.1 Momento

En la actualidad, existe muy poca información referente a la respuesta de zapatas sujetas a fuerzas axiales, esfuerzos cortantes y momentos de volteo grandes. Para tomar en cuenta estas condiciones, se ha propuesto analizar el estado de esfuerzos de una cimentación de este tipo, en un suelo idealizado, mediante métodos numéricos. Otra alternativa de análisis, se hace asumiendo que la subestructura está sobre resortes, el cual requiere que las características de carga-deformación (módulo de reacción) de los resortes se propongan; aunado a este supuesto, el comportamiento real del suelo en estas condiciones es no lineal excepto a pequeñas deformaciones. Éste tipo de análisis se resuelve por métodos de diferencias finitas o elemento finito (Bowles, 1997).

Por esta razón, los métodos simplificados de análisis son comúnmente empleados; para la mayoría de este tipo de cimentaciones resulta razonable aplicar este tipo de análisis cuando la subestructura es demasiado rígida con respecto al medio que la rodea.

En el caso particular de estas recomendaciones, se revisará si la cimentación cumple con la condición por volteo:

$$\frac{M_R}{M_V} > 1.0 \quad (16.7)$$

Se considera que el momento resistente,  $M_R$ , es producto de las fuerzas que se oponen a que la cimentación rote con respecto al borde de ésta y el momento de volteo,  $M_V$ , es producido por las fuerzas que provocan el giro con respecto al mismo borde.

### 3.16.2.1.2 Arrancamiento

Una condición que se debe revisar en estructuras especiales, como son las torres transmisión, es la capacidad de carga por arrancamiento de las zapatas. Para esto se debe cumplir la siguiente ecuación:

$$F_c T < P \quad (16.8)$$

donde

- T es la fuerza de tensión vertical máxima transmitida por la superestructura  
 P es la suma de fuerzas verticales que se oponen al arrancamiento de la zapata, incluyendo su peso propio y el peso efectivo del relleno que se apoya sobre la cimentación, afectados por un factor de 0.9. En esta condición de análisis en particular se tomará el valor  $F_c = 1.5$

Para determinar P, es común asumir que la superficie de falla es de forma cónica (figura 16.2) y la inclinación,  $\theta$ , de la superficie de falla depende del tipo de suelo, de su consistencia o compacidad y de las condiciones del colado de la cimentación (tabla 16.1).

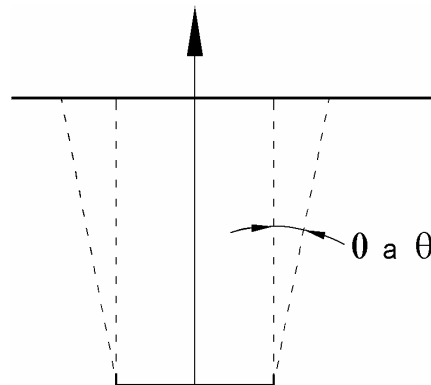


Figura 16.2. Superficie de falla, teoría del cono (IEEE, 2007).

Tabla 16.1. Valores del ángulo de la superficie de falla.

Condiciones de colado	Tipo de Suelo	$\theta$ (°)
Cimbrado	Aluvial y arcilla blanda	0
	Arcilla de consistencia media a dura	15
	Arena	10
	Grava	15
Contacto con las paredes de la excavación	Aluvial y arcilla blanda	0
	Arcilla de consistencia media a dura	20
	Arena	15
	Grava	20

### 3.16.2.1.3 Muertos de anclaje

En el diseño de muertos para el anclaje de torres de transmisión se deben revisar que las componentes tanto horizontal,  $P_{HS}$ , como vertical,  $P_{VS}$ , producto de la fuerza resultante de extracción  $F_c \Sigma Q$ , cumplan con las siguientes condiciones:

$$P_{VS} < 0.7(W_B + W_S) \tag{16.9}$$

$$P_{VS} < W_B \tag{16.10}$$

$$P_{HS} < 0.7E_{PD} \tag{16.11}$$

donde

$W_B$  es el peso del concreto

$W_S$  es el peso del suelo, considerando el peso volumétrico total del suelo que se encuentra arriba de la cimentación

La forma de calcular el empuje pasivo dinámico,  $E_{PD}$ , se hace mediante el método de Mononobe–Okabe (Kramer, 1996; Bowles; 1997; Murthy, 2003).

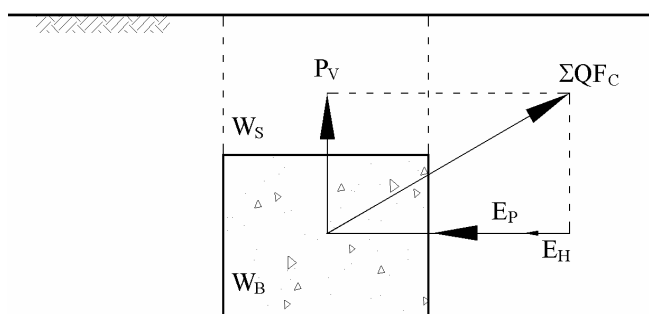


Figura 16.3. Acciones en el diseño de muertos de concreto (CFE JA100–64, 2005).

### 3.16.2.2 Estado límite servicio

Con respecto a las deformaciones producidas por la acción sísmica, éstas se deben estimar considerando el incremento de carga mediante la ecuación de la teoría de consolidación de Terzaghi para suelo finos y con las ecuaciones de la teoría de elasticidad para suelo granulares. Aunque no pueden ser precisos estos resultados, también se pueden determinar con la ayuda de programas de elemento finito o con interacción suelo–estructura.

## 3.16.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS

En las presentes recomendaciones solamente se consideran las pilas y pilotes de punta.

### 3.16.3.1 Estado límite falla

Del mismo modo que en las cimentaciones superficiales, las acciones que se deben considerar en el diseño por sismo de las cimentaciones profundas se calcularán mediante la aplicación de un método simplificado, revisando las siguientes condiciones: compresión, tensión y capacidad de carga lateral.

### 3.16.3.1.1 Carga por compresión

Para realizar la revisión por esta condición, se debe cumplir que la carga actuante máxima de compresión aplicada en la cabeza de la pila o pilote,  $\Sigma Q$ , debida a las cargas de la superestructura más el peso propio de la cimentación y multiplicada por su factor de carga,  $F_C$ , sea menor a la capacidad de carga admisible. En el caso de presentarse fricción negativa, ésta se sumará a la carga actuante. Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

$$F_C \Sigma Q < F_R Q_u \quad (16.12)$$

La capacidad de carga última,  $Q_u$ , se define como la suma de la capacidad por punta y la capacidad por fricción:

$$Q_u = Q_p + Q_f \quad (16.13)$$

En la actualidad existen diversas teorías para determinar la carga por punta,  $Q_p$ , y por fricción,  $Q_f$ , en SMMS (2001) Prakash y Sharma (1990), Poulos y Davis (1980), Bowles (1997) y Das (2001) se exponen de manera detallada algunas teorías. En el caso de la capacidad por fricción, se debe considerar la fricción que aporta cada estrato.

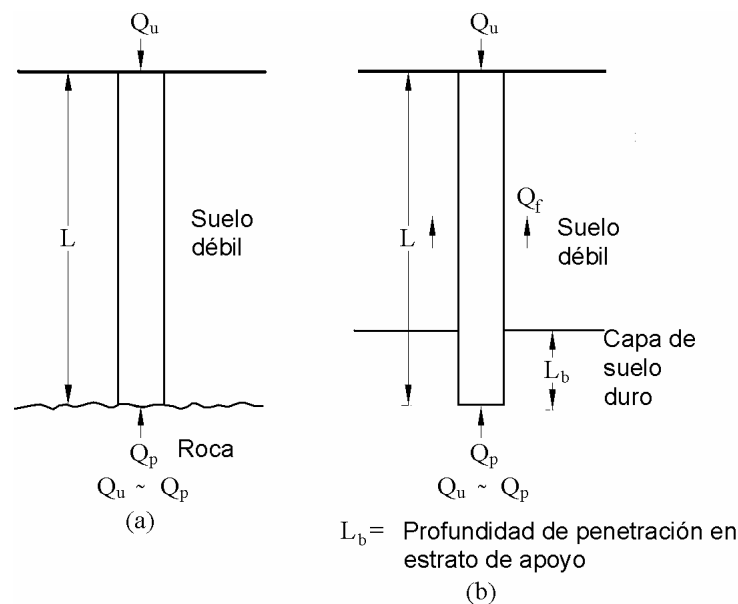


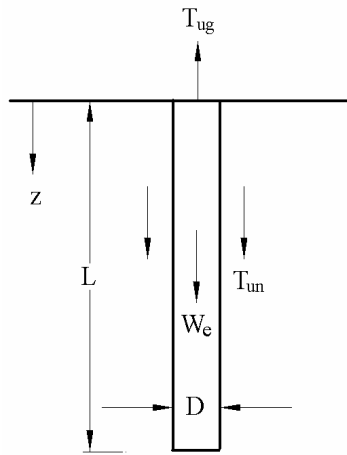
Figura 16.4. Representación de carga por punta y por fricción en una pila o pilote de punta (Das, 2001).

### 3.16.3.1.2 Carga por tensión

En ocasiones es posible que una pila o pilote trabajen a tensión durante un evento sísmico, para esta condición se debe revisar que la pila o pilote más desfavorable cumpla con la siguiente desigualdad:

$$F_c T_{\text{máx}} < F_R \Sigma Q_f \quad (16.14)$$

En este caso particular  $F_c = 1.5$  y  $T_{m\acute{a}x}$  se define como la tensi3n máxima aplicada al elemento de la subestructura menos su peso propio efectivo y el peso efectivo del material que se encuentre sobre la campana, en caso de que aplique. Con lo que respecta a la capacidad de carga por fricci3n se determina del mismo modo que para compresi3n, sin embargo, existe literatura que trata sobre la determinaci3n de carga por arrancamiento como por ejemplo la citada en la secci3n 3.16.3.1.1.



D = diámetro o ancho del pilote

Figura 16.5. Capacidad de carga por arrancamiento en pilotes (Das, 2001).

### 3.16.3.1.3 Carga lateral

La determinaci3n de la capacidad de carga lateral en una pila o un pilote es fundamental en el análisis estructural de éstos. La condici3n que debe cumplir el elemento más desfavorable es:

$$Q_{hm\acute{a}x} < F_R Q_{Rh} \tag{16.15}$$

donde

$Q_{hm\acute{a}x}$  es la carga horizontal máxima aplicada en la pila o pilote

$Q_{Rh}$  es la capacidad de carga lateral de la pila o pilote

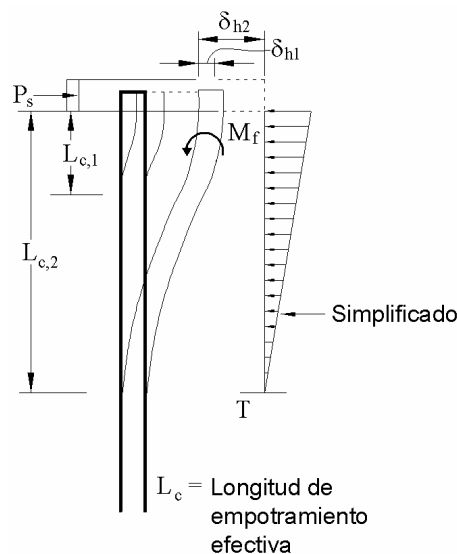


Figura 16.6. Representaci3n de la determinaci3n de la carga lateral permisible (adaptada de Bowles, 1997).

Existen diversos métodos para calcular  $Q_{Rh}$ , siendo de los más conocidos las curvas  $p-y$  (Poulos y Davis, 1980; Prakash y Sharma, 1990), el método de interacción suelo estructura (Zeevaert, 1991) y algunos programas de elemento finito, además se puede consultar en la sección de comentarios de esta sección.

Finalmente, como se mencionó al inicio de esta sección, la capacidad de carga a compresión, a tensión y lateral, también se puede determinar mediante pruebas de campo. Este tipo de pruebas se explican detalladamente en ASTM (1989a, 1989b y 1989c), Prakash y Sharma (1990).

### **3.16.3.2 Estado límite servicio**

Al igual que en cimentaciones superficiales, la estimación de los asentamientos provocados por un sismo, se pueden determinar mediante teorías conocidas (Das, 2001), aunque para este tipo de estructuras son relativamente más complejos determinarlos. Esto se complica aun más en el caso de un conjunto de pilas, para lo cual se recomienda emplear métodos numéricos o programas comerciales de elemento finito para estimar de una manera más aproximada los asentamientos.



# **SECCIÓN 3.1**

## **ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL TERRITORIO MEXICANO**

## ÍNDICE

3.1.1	INTRODUCCIÓN.....	4
3.1.1.1	Espectros elásticos de aceleración .....	4
3.1.2	PELIGRO SÍSMICO EN MEXICO .....	4
3.1.2.1	Sismicidad local.....	5
3.1.2.1.1	Breve descripción de los tipos de sismos que ocurren en México .....	5
3.1.2.1.2	Modelos de la sismicidad local .....	6
3.1.2.2	Leyes de atenuación .....	7
3.1.2.3	Cálculo de peligro sísmico .....	9
3.1.2.3.1	Ecuaciones básicas.....	9
3.1.3	ESTADO LÍMITE DE COLAPSO.....	9
3.1.3.1	Diseño óptimo .....	10
3.1.3.1.1	Costo inicial .....	10
3.1.3.1.2	Valor presente de la esperanza de las pérdidas por sismo.....	10
3.1.3.1.3	Coeficientes óptimos de diseño .....	11
3.1.3.1.4	Coeficientes óptimos para estructuras del grupo B.....	12
3.1.3.1.5	Coeficientes óptimos para estructuras del grupo A.....	14
3.1.3.2	Sismos máximos .....	16
3.1.3.2.1	Sismo máximo determinista .....	17
3.1.3.2.2	Sismo máximo probabilista .....	17
3.1.3.2.3	Nuevos cálculos de peligro sísmico y de coeficientes óptimos .....	19
3.1.3.2.4	Intensidades de diseño para estructuras B, A y A+ .....	22
3.1.4	ESTADO LÍMITE DE SERVICIO .....	26
3.1.4.1	Espectros de diseño.....	27
3.1.5	RESPUESTA DINÁMICA DEL TERRENO .....	29
3.1.5.1	Caracterización del sitio .....	34
3.1.5.2	Evaluación de propiedades dinámicas del suelo.....	35
3.1.5.2.1	Exploraciones de campo .....	35
3.1.5.2.2	Ensayes de laboratorio.....	37
3.1.5.3	Periodo dominante del sitio .....	37
3.1.6	FACTORES DEPENDIENTES DEL SITIO.....	41
3.1.6.1	Factores de terreno rocoso .....	42
3.1.6.1.1	Aceleración máxima del terreno en roca $a_0^r$ .....	42
3.1.6.1.2	Factor de distancia $F_d$ .....	42
3.1.6.2	Factores de comportamiento lineal .....	42
3.1.6.2.1	Factor de sitio .....	45
3.1.6.2.2	Factor de respuesta $F_r$ .....	46
3.1.6.3	Factores de comportamiento no lineal .....	47
3.1.6.3.1	Factor de no linealidad .....	50
3.1.6.3.2	Factor de velocidad .....	53

---

3.1.7	ESPECTROS DE DISEÑO.....	55
3.1.7.1	Espectros de diseño para estructuras del Grupo A .....	57
3.1.7.2	Espectros de diseño para el estado límite de servicio.....	57
3.1.7.3	Espectros de diseño de sitio .....	58
3.1.8	ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS DEL PELIGRO SÍSMICO .....	58
3.1.9	INTERPOLACIÓN LINEAL CON DOS PARÁMETROS.....	59

### 3.1.1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años se han tenido avances sustanciales en distintos aspectos de la ingeniería sísmica que permiten definir espectros de diseño sísmico de manera más clara y precisa. En este Manual se proponen criterios orientados a este fin. El punto de partida es la aceleración máxima del terreno en roca asociada a un periodo de retorno obtenido de un estudio de diseño óptimo. A partir de esta aceleración se construye un espectro de diseño en que se toman en cuenta, explícitamente, las características de amplificación dinámica del terreno. Los espectros, así obtenidos, tienen variaciones continuas dentro del territorio mexicano. Además, tienen tamaño y forma realistas porque carecen de factores reductores ajenos al peligro sísmico y porque a partir de ellos se obtienen desplazamientos que, a periodo largo, tienden correctamente al desplazamiento del terreno. Aunque corresponden al 5% de amortiguamiento estructural, se proporciona un criterio para modificar las ordenadas espectrales cuando se empleen amortiguamientos diferentes o se consideren efectos de interacción suelo–estructura. También se establecen claramente estados límite de diseño para prevenir el colapso y para garantizar el servicio, así como tres niveles de seguridad de acuerdo con la importancia estructural: B, A y A+.

#### 3.1.1.1 Espectros elásticos de aceleración

Los espectros de diseño elástico son el inicio para el cálculo de las fuerzas laterales de diseño y para la determinación de las deformaciones laterales en las estructuras. Es deseable, entonces, que ofrezcan al ingeniero indicaciones claras sobre los niveles de aceleración que pueden ocurrir en el sitio y sobre las máximas demandas, tanto de aceleración como de desplazamiento, que experimentarían las estructuras ahí desplantadas. Por otra parte, se reconoce que una manera razonable de especificar espectros de diseño es empezar con espectros de peligro sísmico uniforme, es decir, espectros cuyas ordenadas tienen la misma probabilidad de ser excedidas en un lapso dado. Para proponer los espectros de diseño contenidos en este Manual, se partió de espectros de peligro uniforme (pseudoaceleración, 5% del amortiguamiento crítico) calculados para la condición de terreno firme o roca en centenares de sitios distribuidos en todo el territorio mexicano. Además, la consideración explícita de los efectos de sitio debidos a las condiciones locales del terreno permitió caracterizar los parámetros del espectro de diseño mediante factores con significado físico. El reconocimiento de sus tendencias hizo posible prescribir variaciones continuas que cubren la mayoría de escenarios comunes en la práctica.

### 3.1.2 PELIGRO SÍSMICO EN MEXICO

Los avances en materia de sismología e ingeniería realizados en los últimos tres lustros han contribuido significativamente al conocimiento del peligro sísmico en México, especialmente en los siguientes aspectos:

- 1) Geometría de la placa de Cocos, en su porción subducida bajo la placa continental de Norteamérica. El refinamiento de la geometría de la profundidad focal permite definir mejor la localización de los sismos de profundidad intermedia y fallamiento normal que se presentan en esta región.

- 2) Leyes de atenuación para los sismos de profundidad intermedia. En los últimos años se ha presentado una actividad inusualmente grande de sismos de este tipo que las redes acelerográficas han registrado. Se cuenta con un considerable número de acelerogramas producidos por estos eventos. Esto ha abierto la posibilidad de tener mejores leyes de atenuación que las que se tenían en 1990. Los análisis preliminares indican que, en algunos sectores del país, podrían esperarse cambios importantes en las estimaciones de peligro sísmico como consecuencia de los nuevos datos obtenidos
- 3) Leyes de atenuación para sismos corticales. En los últimos años se han desarrollado en los Estados Unidos de América nuevas leyes de atenuación para sismos corticales que incluyen datos de numerosos sismos registrados en diversas partes de ese país, especialmente el estado de California. Estas leyes de atenuación parecen adecuadas para algunos de los sismos que se producen en México, por lo que se ha revaluado el peligro sísmico en nuestro país utilizando estas nuevas leyes de atenuación.

A continuación se detallan los procedimientos empleados para llevar a cabo los cálculos de peligro sísmico, así como los resultados obtenidos.

### **3.1.2.1 Sismicidad local**

#### **3.1.2.1.1 Breve descripción de los tipos de sismos que ocurren en México**

- a) Sismos de subducción. Los grandes temblores en México ( $M > 7.0$ ) a lo largo de la costa del Pacífico, son causados por la subducción de las placas oceánicas de Cocos y de Rivera bajo la placa de Norteamérica y por ello son conocidos como sismos de subducción. La placa de Rivera, que es relativamente pequeña, se desplaza bajo el estado de Jalisco con una velocidad relativa de 2.5 cm/año frente a la costa de Manzanillo, aunque algunos trabajos recientes sugieren que esta velocidad podría alcanzar los 5 cm/año (Kostoglodov y Bandy, 1995). La frontera entre las placas de Rivera y de Norteamérica es algo incierta, pero se estima que interseca la costa de México cerca de Manzanillo ( $19.1^\circ \text{N}$ ,  $104.3^\circ \text{W}$ ). Por otra parte, la velocidad relativa de la placa de Cocos con respecto al continente varía desde unos 5 cm/año cerca de Manzanillo hasta 7 cm/año en Chiapas. El terremoto de Jalisco del 3 de junio de 1932, cuya magnitud fue de  $M = 8.2$ , que ocurrió sobre la interfaz de la placa de Rivera y la de Norteamérica (Singh *et al*, 1985a), demuestra que una placa pequeña, joven y con una velocidad relativamente baja de subducción es capaz de generar grandes temblores (este terremoto fue el más grande ocurrido en México en el siglo pasado).
- b) Sismos de fallamiento normal y profundidad intermedia. Los grandes temblores también ocurren en el continente con profundidades de entre 30 y 100 km. En este caso los temblores presentan un mecanismo de fallamiento normal que refleja el rompimiento de la litosfera oceánica subducida (Singh *et al*, 1985b). Si bien este tipo de eventos es poco frecuente, se sabe que pueden causar grandes daños. Algunos ejemplos de este tipo de sismos son el de Oaxaca del 15 de enero de 1931 ( $M = 7.8$ ), el de Orizaba del 23 de agosto de 1973 ( $M = 7.3$ ), el de Huajuapán de León del 24 de octubre de 1980 ( $M = 7.0$ ) y el de Tehuacán del 15 de junio de 1999 ( $M = 7.0$ ).

En México, el Eje Neovolcánico no es paralelo a la trinchera. Esto es algo anormal en comparación con otras zonas de subducción en el mundo y es muy probable que se deba a la morfología de la placa de Cocos. Gracias a los esfuerzos de varios investigadores ha habido un avance significativo en el conocimiento de la morfología de la placa subducida bajo el continente (Singh *et al*, 1985b; Suárez *et al*, 1990; Ponce *et al*, 1992; Singh y Pardo, 1993; Pardo y Suárez, 1993; Pardo y Suárez, 1994). Los resultados indican una subducción con un ángulo de  $\approx 45^\circ$  en Jalisco, casi horizontal en Guerrero, con un ángulo de  $\approx 12^\circ$  en Oaxaca y de  $\approx 45^\circ$  en Chiapas. El contorno de los 80 a 120 km de profundidad de la zona de Benioff aproximadamente coincide con la línea de los volcanes. Existe una evidencia, aunque no definitiva, de que la placa continental entre la costa grande de Guerrero y el Valle de México se encuentra en un estado de esfuerzo en tensión, contrariamente a lo esperado (Singh y Pardo, 1993).

- c) Sismos superficiales de la corteza continental. Aún menos frecuentes son los temblores que ocurren dentro de la placa continental ( $M \leq 7.0$ ). Dependiendo de su ubicación, estos eventos pueden generar daños considerables en diversos asentamientos humanos. Dos ejemplos son: el temblor de Jalapa del 3 de enero de 1920 ( $M = 6.4$ ) y el de Acambay del 19 de noviembre de 1912 ( $M = 7.0$ ). Existe también lo que podría llamarse sismicidad de fondo. Se trata de temblores con  $M \leq 5.5$ , cuyo origen no puede asociarse a ninguna estructura geológica. La ocurrencia de estos eventos también se considera en la sismicidad local.
- d) Sismos del sistema de fallas Polochic-Motagua. La frontera entre las placas del Caribe y la de Norteamérica es difusa, con un ancho de aproximadamente 120 km (White, 1991). El movimiento relativo entre las dos placas se disipa, principalmente, a lo largo de las fallas de Chixoy-Polochi y Motagua. El mayor sismo registrado a lo largo de esta frontera con fallas de rumbo fue el ocurrido el 4 de febrero de 1976 ( $M = 7.5$ , que produjo cerca de 250 km de movimiento lateral izquierdo a lo largo de la falla Motagua. Sin embargo, se tiene constancia que un gran temblor ocurrió a lo largo de la falla Chixoy-Polochic en 1538. Posteriormente se reportan 25 sismos históricos destructivos en esta frontera de placas (White, 1994). La parte oriental de esta falla se rompió el 6 de enero de 1785 ( $M = 7.5$ ) y la parte occidental el 22 de julio de 1816 ( $M = 7\frac{1}{2}$  a  $7\frac{3}{4}$ ). Se estimó que la tasa de deslizamiento histórica en esta interfaz (tomando en cuenta todas las fallas que se localizan en una zona ancha) es de 17 a 21 mm/año (White, 1991).

### 3.1.2.1.2 Modelos de la sismicidad local

En este estudio la República Mexicana se ha dividido en 43 fuentes generadoras de sismos. Estas fuentes están dictadas por la tectónica del país y por la historia instrumental de sismos registrados (Zúñiga y Guzmán, 1994; Zúñiga, *et al*, 1997). Cada una de estas fuentes genera temblores a una tasa constante por unidad de área.

La actividad de la  $i$ -ésima fuente sísmica se especifica en términos de la tasa de excedencia de las magnitudes,  $\lambda_i(M)$ , que ahí se generan. La tasa de excedencia de magnitudes mide qué tan frecuentemente se generan en una fuente temblores con magnitud superior a una dada

- a) Fuentes gobernadas por la relación de Gutenberg–Richter modificada. Para la mayor parte de las fuentes sísmicas, la función  $\lambda(M)$  es una versión modificada de la relación de Gutenberg y Richter. En estos casos, la sismicidad queda descrita de la siguiente manera (Cornell y Vanmarcke, 1969):

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{e^{-\beta M} - e^{-\beta M_u}}{e^{-\beta M_0} - e^{-\beta M_u}}; \quad M_0 \leq M \leq M_u \quad (1.1)$$

donde

$M_0$  es la mínima magnitud relevante

$\lambda_0$ ,  $\beta$ , y  $M_u$  son parámetros que definen la tasa de excedencia de cada una de las fuentes sísmicas

Estos parámetros, diferentes para cada fuente, se estiman por procedimientos estadísticos bayesianos (Rosenblueth y Ordaz, 1989; Arboleda y Ordaz, 1993), que incluyen información sobre regiones tectónicamente similares a las de nuestro país, más información experta, especialmente sobre el valor de  $M_u$ , la máxima magnitud que puede generarse en cada fuente.

- b) Fuentes gobernadas por el modelo del temblor característico. Aunque la forma funcional para  $\lambda(M)$  dada en la ecuación 1.1 se utiliza para la mayor parte de las fuentes sísmicas, se ha observado que la distribución de magnitudes de los grandes temblores de subducción ( $M = 7$ ) se aparta sensiblemente de la predicha por la relación de Gutenberg y Richter, dando origen al llamado temblor característico (Singh *et al*, 1981). Para los grandes temblores de subducción,  $\lambda(M)$  se define de la siguiente manera:

$$\lambda(M) = \lambda_0 \frac{\Phi\left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma}\right] - \Phi\left[\frac{M - E(M)}{\sigma}\right]}{\Phi\left[\frac{M_u - E(M)}{\sigma}\right] - \Phi\left[\frac{M_0 - E(M)}{\sigma}\right]}; \quad M_0 \leq M \leq M_u \quad (1.2)$$

donde

$\lambda_0$ ,  $E(M)$ , y  $\sigma$  son parámetros que se deben obtener estadísticamente para la zona mexicana de subducción

$\Phi(\cdot)$  es la función de distribución normal estándar

### 3.1.2.2 Leyes de atenuación

Una vez determinada la tasa de actividad de cada una de las fuentes sísmicas, es necesario evaluar los efectos que, en términos de intensidad sísmica, produce cada una de ellas en un sitio de interés. Para ello se requiere saber qué intensidad se presentaría en el sitio, hasta ahora supuesto en terreno firme, si en la  $i$ -ésima fuente ocurriera un temblor con magnitud dada. A las ecuaciones que relacionan magnitud, posición relativa fuente–sitio e intensidad, se les conoce como leyes de atenuación. Usualmente, la posición relativa fuente–sitio se especifica mediante la distancia focal, es decir, la distancia entre el foco sísmico y el sitio. Se considera que las intensidades sísmicas relevantes son las ordenadas del espectro de respuesta  $S_a$  (seudoaceleraciones, 5% del amort. crítico), cantidades que son aproximadamente proporcionales a las fuerzas laterales de inercia que se generan en las estructuras durante sismos y que dependen del periodo natural de vibrar.

En este estudio se han usado tres leyes de atenuación que dependen de las trayectorias que recorren las ondas en su camino de la fuente al sitio. Se utilizan leyes de atenuación espectrales que toman en cuenta el hecho de que la atenuación es diferente para ondas de diferentes frecuencias, por lo que se

tienen parámetros de atenuación para cada periodo de vibración. Estas leyes se describen a continuación.

- a) Temblores costeros. Se utiliza la ley de atenuación propuesta por Ordaz *et al*, (1989) para la aceleración máxima del terreno provocada por temblores generados en la costa sur del Pacífico. Esta ley fue construida a partir de numerosos registros de aceleración obtenidos por la Red Acelerográfica de Guerrero, que incluyen los del gran temblor del 19 de septiembre de 1985. La relación entre la aceleración máxima del terreno y las ordenadas del espectro de respuesta a otros periodos,  $S_a(T_e)/a_0$ , se obtiene del modelo teórico de fuente y trayecto (Singh *et al*, 1989).
- b) Temblores de profundidad intermedia. Se emplea en este caso el modelo de atenuación descrito por García *et al*, (2005). Se trata de un modelo empírico, que fue generado utilizando datos registrados de temblores de este tipo en México, incluyendo los numerosos registros obtenidos entre 1990 y 2000 por la redes acelerográficas nacionales. Para la aceleración máxima del suelo, la ley de atenuación es la siguiente:

$$\log[a_0(M, R)] = -0.1 + 0.57M - 0.0034R - \log R + 0.005H_f$$

$$\sigma_{\ln a_0} = 0.7 \quad (1.3)$$

donde

- $H_f$  es la profundidad focal  
 $R_{RUP}$  es la mínima distancia al área de ruptura

$$R = \sqrt{R_{RUP}^2 + \Delta^2} \quad (1.4)$$

$$\Delta = 0.007510^{0.507M} \quad [\text{km}] \quad (1.5)$$

Para las otras ordenadas espectrales se utilizaron las mismas formas relativas ( $S_a(T_e)/a_0$ ) que para los sismos costeros.

- c) Temblores superficiales. Para modelar la atenuación de los temblores superficiales, tanto los que ocurren en el Eje Neovolcánico como los que se presentan en la parte noroeste del país y en las fallas Polochic–Motagua, se utilizan leyes de atenuación construidas con datos registrados en California (Abrahamson y Silva, 1997). De entre las varias opciones de parámetros presentados en el trabajo referido, se han escogido los siguientes: suelo firme, fallas de rumbo (strike–slip) y sin considerar el efecto de “hanging wall”.

Dadas la magnitud y la distancia epicentral, la intensidad sísmica no está exenta de incertidumbre por lo que no puede considerarse determinista. Suele suponerse que, dadas la magnitud y la distancia, la intensidad  $S_a$  es una variable aleatoria distribuida lognormal, con mediana  $A_m(M, R)$ , dada por la ley de atenuación y desviación típica del logaritmo natural igual a  $\sigma_{\ln A}$ . En vista de esto, por ejemplo, dado que ocurrió un sismo con magnitud  $M$  a una distancia  $R$  del sitio de interés, la probabilidad de que la aceleración espectral  $S_A$  supere un valor dado,  $S_a$ , se calcula de la siguiente manera:



$$\Pr(S_A > S_a | M, R) = 1 - \Phi \left[ \frac{1}{\sigma_{\ln A}} \ln \frac{S_a}{A_m(M, R)} \right]; \quad A \geq 0 \quad (1.6)$$

### 3.1.2.3 Cálculo de peligro sísmico

Una vez conocidas la sismicidad de las fuentes y los patrones de atenuación de las ondas generadas en cada una de ellas, puede calcularse el peligro sísmico considerando la suma de los efectos de la totalidad de las fuentes sísmicas y la distancia entre cada fuente y el sitio en que se encuentra la estructura. El peligro  $v(S_a)$ , expresado en términos de las tasas de excedencia de intensidades  $S_a$ , se calcula como se indica a continuación.

#### 3.1.2.3.1 Ecuaciones básicas

En este estudio las fuentes sísmicas son áreas, de tal forma que se lleva a cabo un proceso de integración espacial para tomar en cuenta todas las ubicaciones focales posibles. Generalmente se asume que, dentro de una fuente sísmica, todos los puntos tienen la misma probabilidad de ser un epicentro (sismicidad constante por unidad de área). En este caso, las tasas de excedencia de aceleración debidas a una sola fuente sísmica (la  $i$ -ésima) se calculan con la siguiente ecuación (Esteva, 1967; Cornell, 1968):

$$v_i(u) = \sum_j w_{ij} \int_{M_0}^{M_u} \left( -\frac{d\lambda(M)}{dM} \right) \Pr(S_A > S_a | M, R) dM \quad (1.7)$$

donde

- $j$  es el índice para cada uno de los sub-elementos en que se ha subdividido la fuente
- $M_0, M_u$  son la menor y la mayor magnitud considerada en el análisis
- $\Pr(S_A > u | M, R_{ij})$  es la probabilidad de que la aceleración exceda el valor  $u$  en el sitio, dado que a la distancia  $R_{ij}$  se origina un temblor de magnitud  $M$
- $R_{ij}$  son las distancias entre el sitio y el sub-elemento  $j$  de la fuente  $i$

Se asigna un peso  $w_{ij}$  a cada sub-elemento, que es proporcional a su tamaño. El término  $\Pr(S_A > u | M, R_{ij})$  se calcula como se señala en la ecuación 1.6.

Finalmente, se suman las contribuciones de todas las fuentes  $-N-$  al peligro sísmico del sitio:

$$v(u) = \sum_{i=1}^N v_i(u) \quad (1.8)$$

Como se ha señalado, este análisis se realiza para varios periodos estructurales.

### 3.1.3 ESTADO LÍMITE DE COLAPSO

En los últimos decenios, tanto en México como en otras partes del mundo, se estipularon criterios de diseño en que, además del peligro sísmico, se tomaron en cuenta aspectos económicos que dieron lugar al diseño óptimo. Un valor de diseño es óptimo si minimiza la suma del valor presente de las pérdidas esperadas por sismo, más los costos iniciales de construcción. Se supone que tanto las

pérdidas esperadas por sismo como el costo inicial de la construcción dependen de un solo parámetro: la resistencia nominal de diseño, expresada en términos de coeficiente de cortante basal. Como consecuencia, los valores óptimos no están asociados a un periodo de retorno constante. En efecto, la optimización lleva a una situación que podría parecer correcta: en zonas de baja sismicidad, donde el diseño para resistir carga lateral es relativamente barato, es óptimo diseñar para periodos de retorno mayores que los que se usarían en zonas de más alta sismicidad.

### 3.1.3.1 Diseño óptimo

De acuerdo con el criterio descrito por Esteva (1970), se considera que un coeficiente de diseño es óptimo si minimiza la suma de los costos esperados de la decisión de usar precisamente ese valor de diseño. Los costos esperados se forman con dos componentes: el costo inicial, que crece con el valor adoptado para diseño, y el costo, actualizado a valor presente, de todas las pérdidas por sismo que puedan ocurrir en el futuro. A continuación se discuten estos dos componentes.

#### 3.1.3.1.1 Costo inicial

Se adopta la siguiente variación del costo inicial de construcción,  $CI(c)$  con el coeficiente de diseño,  $c$ :

$$CI(c) = \begin{cases} C_0 & \text{si } c < c_0 \\ C_0 + C_R (c - c_0)^\alpha & \text{si } c \geq c_0 \end{cases} \quad (1.9)$$

donde

- $C_0$  es el costo que se tendría aun cuando no se diseñara para resistir cargas laterales
- $c_0$  es la resistencia lateral que se tendría en este caso
- $C_R, \alpha$  son coeficientes

Si la ecuación 1.9 se normaliza con respecto a  $C_0$ , se tiene que:

$$\frac{CI(c)}{C_0} = \begin{cases} 1 & \text{si } c < c_0 \\ 1 + K(c - c_0)^\alpha & \text{si } c \geq c_0 \end{cases} \quad (1.10)$$

donde

- $K$  es igual a  $C_R / C_0$

#### 3.1.3.1.2 Valor presente de la esperanza de las pérdidas por sismo

Como modelo inicial, se supone que cada vez que se exceda la resistencia de diseño,  $c$ , se tendrá una pérdida total de la estructura. Este modelo es, evidentemente, demasiado simple. La resistencia real de una estructura es, en términos generales, incierta pero con una media superior a la nominal de diseño. Esto lleva a que, cuando se excede la resistencia nominal de diseño, no necesariamente se presenta una pérdida total, y sólo pueden darse aseveraciones probabilistas sobre el valor de la pérdida. Por otra parte, es concebible que aun cuando la demanda no exceda la resistencia nominal se presenten fallas parciales. Esto obligaría a la formulación de relaciones de vulnerabilidad y a su inclusión formal en el cálculo de las pérdidas.

Sin embargo, como se verá más adelante, los cálculos de optimización se llevaron a cabo sólo para determinar niveles relativos de costos esperados entre edificios en diferentes puntos del país. En vista de eso, se juzgó que la utilización de un modelo más refinado no aportaría mejoras sustanciales.

De acuerdo con Rosenblueth (1976), si se supone que el proceso de ocurrencia de sismos es uno de Poisson, y si la actualización del valor del dinero es adecuadamente descrito por una función exponencial, el valor presente de la esperanza de las pérdidas,  $EVP(c)$  cuando se diseña para una resistencia  $c$  es:

$$EVP(c) = CP(c) \frac{v(c)}{\mu} \quad (1.11)$$

donde

- $CP(c)$  es el costo de la pérdida ante un sismo
- $\mu$  es la tasa de descuento del valor
- $v(c)$  es la tasa de excedencia de la demanda que produce la falla cuando se ha diseñado para una resistencia  $c$

Como señalan Ordaz *et al*, (1989), el costo de la pérdida no es sólo el valor de las construcciones dañadas, puesto que la pérdida de edificios afecta el funcionamiento de la economía de suerte que, en general, las pérdidas totales son mayores que las pérdidas puramente materiales. Para tomar en cuenta ese efecto, en el trabajo mencionado se propone que:

$$CP(c) = C_1(c)(1 + S_L) \quad (1.12)$$

donde

- $C_1(c)$  es el costo inicial, dado en la ecuación 1.9
- $S_L$  es un factor que mide la importancia de las construcciones pérdidas

En vista de esto, se tiene que

$$EVP(c) = C_1(c)(1 + S_L) \frac{v(c)}{\mu} \quad (1.13)$$

### 3.1.3.1.3 Coeficientes óptimos de diseño

El propósito de esta fase del estudio no fue realizar cálculos minuciosos para determinar rigurosamente los valores de los coeficientes óptimos de diseño. Los objetivos de los cálculos que se describirán fueron los siguientes:

- Suponiendo que los coeficientes de diseño en la zona D del MDOC-DS93 son óptimos, en el sentido señalado en la sección 3.3.6 de los comentarios del MDOC-DS93, para estructuras del grupo B localizadas en sitios en la costa del Pacífico, ¿Cuánto deberían valer los coeficientes de diseño óptimo en el resto del país? Este es, en esencia, el enfoque adoptado por Esteva y Ordaz (1988).
- Suponiendo que el factor de importancia de 1.5 que se aplica a las estructuras del grupo A es óptimo para sitios en la costa del Pacífico, ¿Cuánto debería valer el factor de importancia en otros sitios del país?

A continuación se describen los cálculos realizados.

### 3.1.3.1.4 Coeficientes óptimos para estructuras del grupo B

Se supondrá que para estructuras de periodo corto ( $< 0.3$  s), en terreno rocoso, el nivel de la meseta del espectro para zona D del MDOC-DS93 conduce a diseño óptimo en la costa del Pacífico.

Puede apreciarse que la resistencia a la que se refiere el modelo simplificado para el valor presente de la esperanza de las pérdidas por sismo es la resistencia real, mientras que las ordenadas del espectro del MDOC-DS93 están reducidas por el efecto de la sobrerresistencia. Por esta razón, es necesario convertir estos espectros a resistencias reales. Para esto, se ha utilizado un factor de sobrerresistencia de 2, que es razonable para un grupo amplio de estructuras. En vista de esto, la resistencia real implícita en la meseta del espectro de zona D del MDOC-DS93 es  $c = 0.5 \times 2 = 1$ . Con estas adopciones y utilizando la sismicidad de un punto representativo de la costa del Pacífico (el sitio seleccionado fue Acapulco y la ordenada espectral se midió en  $T_c = 0.3$  s) y el valor de  $S_L = 12$  usado en el MDOC-DS93 (Ordaz *et al*, 1989), se determinó con qué valores de  $K$  y  $\alpha$  (ver ecuación 1.10) se llega a la conclusión de que el valor de  $c = 1$  es óptimo en ese sitio. Se procedió por iteraciones, llegando a los siguientes valores:  $K = 1.6$  y  $\alpha = 2$ , que no son muy diferentes a los adoptados por Ordaz *et al*, (1989) para la determinación de espectros de diseño en el MDOC-DS93. Una vez determinados los valores de  $K$  y  $\alpha$ , se determinaron los valores de los coeficientes óptimos en el resto del país. Los resultados se muestran en la figura 1.1.

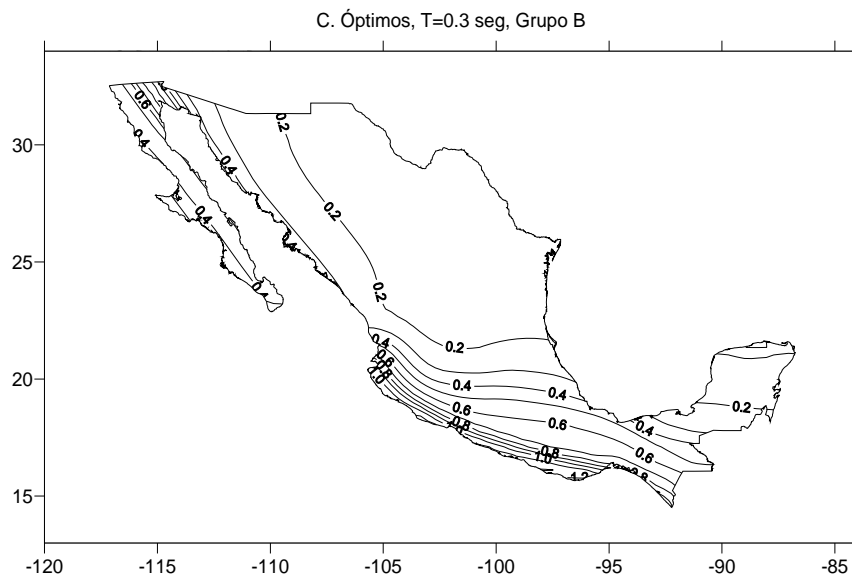


Figura 1.1. Coeficientes de diseño óptimos para estructuras del grupo B, calculados con  $K = 1.6$  y  $\alpha = 2$ .

Una consecuencia de la aplicación de criterios de optimación como el que se ha descrito es que los valores óptimos no están asociados a un periodo de retorno constante. La optimación lleva a una situación que es intuitivamente correcta: en zonas de baja sismicidad, donde el diseño para resistir carga lateral es relativamente barato, es óptimo diseñar para periodos de retorno más largos que los que se usarían en zonas de mayor sismicidad. Esto puede apreciarse en la figura 1.2, en que se presentan los periodos de retorno asociados a los coeficientes de diseño óptimos de la figura 1.1. Puede apreciarse que, para las zonas de mayor sismicidad de México, los periodos de retorno óptimos calculados son de entre 250 y 500 años, mientras que para las zonas de menor sismicidad, los valores alcanzan (y superan, en algunas zonas) los 3,000 años.

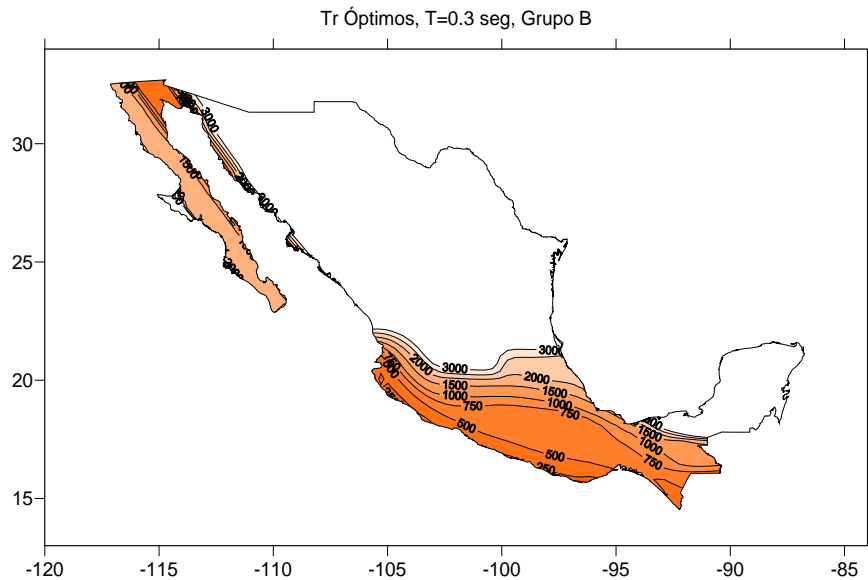


Figura 1.2. Periodos de retorno asociados a los coeficientes óptimos de diseño presentados en la figura 1.1. No se han dibujado curvas para periodos mayores de 3,000 años.

En la figura 1.3 se muestra un mapa de aceleraciones máximas del terreno asociadas a los periodos de retorno óptimos para este conjunto de estructuras. Estas aceleraciones, que varían entre 0.06 y 0.5 g, servirán de referencia para un examen de aceleraciones que pueden producir sismos extremos, discutido más adelante. Se indican los valores para cinco ciudades importantes: Acapulco (0.47), Guadalajara (0.14), Coatzacoalcos (0.20), Monterrey (0.08) y Mérida (0.06).

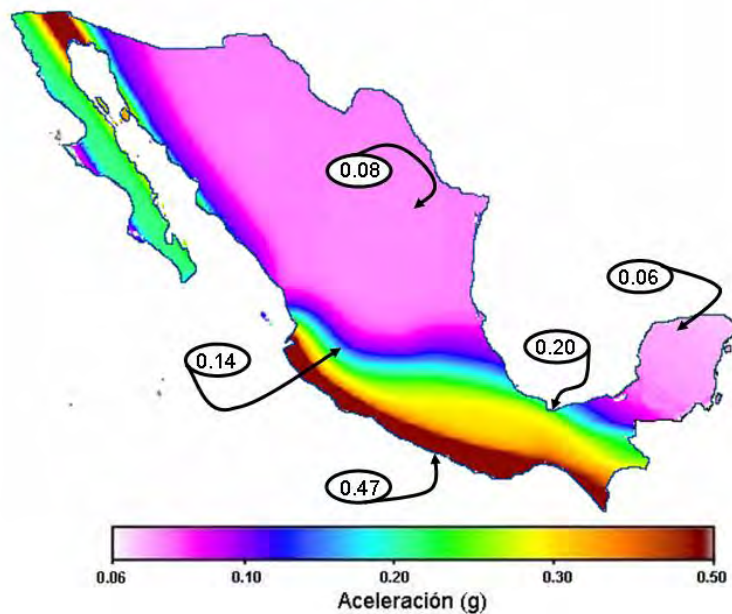


Figura 1.3. Aceleraciones máximas del terreno asociadas a los periodos de retorno óptimos correspondientes a estructuras del Grupo B de  $T_c = 0.3$  s, presentados en la figura 1.2.

### 3.1.3.1.5 Coeficientes óptimos para estructuras del grupo A

Las estructuras del grupo A son estructuras esenciales, cuya pérdida es especialmente indeseable. En general, no se trata de estructuras particularmente costosas, sino que su pérdida es indeseable porque los costos de que se vuelvan inhabitables es grande. En vista de eso, parece razonable considerar que  $S_L$  (ver ecuación 1.13) es mayor para estructuras del grupo A que para estructuras del grupo B, mientras que los factores  $K$  y  $\alpha$  (asociados a los costos de construcción) son los mismos para ambos grupos.

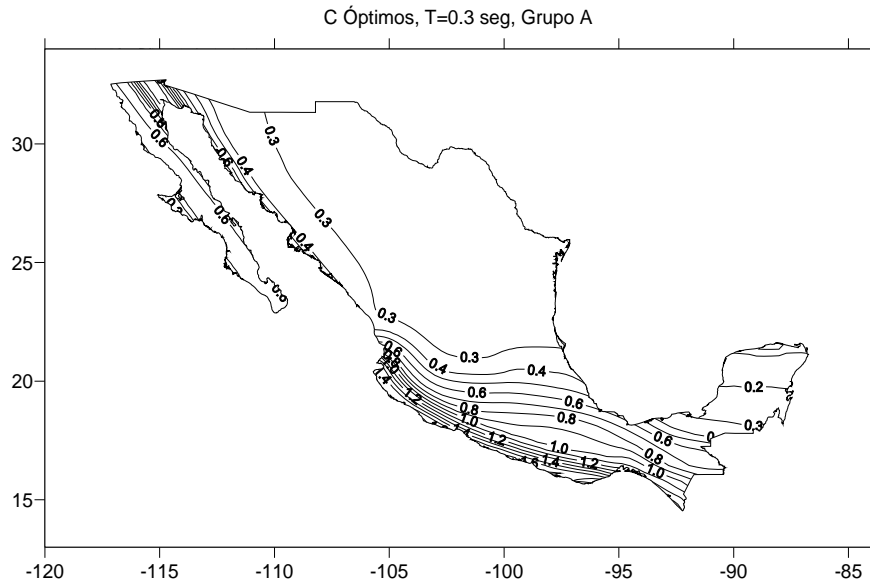


Figura 1.4. Coeficientes de diseño óptimos para estructuras del grupo A.

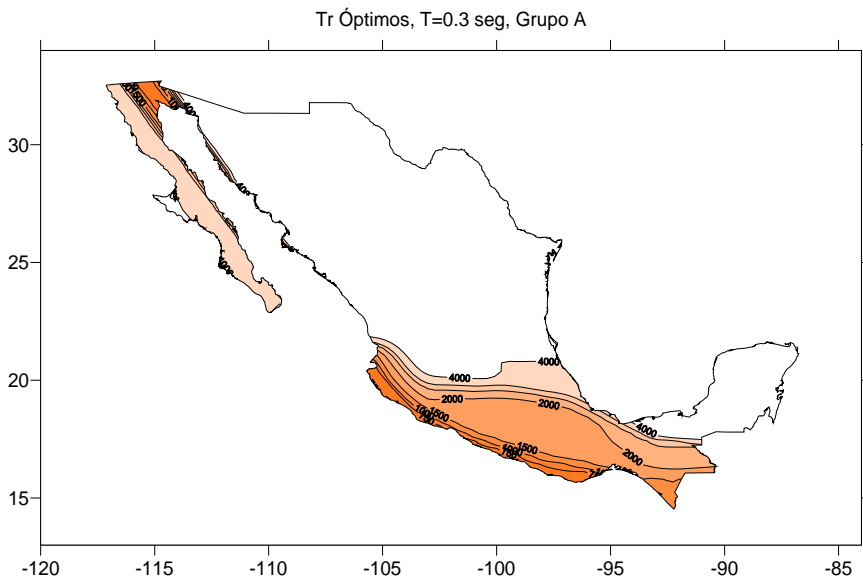


Figura 1.5. Periodos de retorno asociados a los coeficientes óptimos de diseño para estructuras del grupo A, presentados en la figura 1.4. No se han dibujado curvas para periodos mayores de 4,000 años.

Para saber qué factor  $S_L$  usar para las estructuras del grupo A, se supuso que el factor de importancia de 1.5 conduce al diseño óptimo de estructuras de este grupo en la costa del Pacífico. Procediendo por tanteos, se llegó a un valor de  $S_L = 50$  para el grupo A, y a los valores óptimos de diseño que se presentan en la figura 1.4, asociados a los periodos de retorno de la figura 1.5. En este caso, los periodos óptimos varían de alrededor de 750 años hasta más de 4,000 años.

Finalmente, en la figura 1.6 se presentan los cocientes entre los valores óptimos de diseño para estructuras del grupo A y para estructuras del grupo B. Como puede apreciarse, estos cocientes valen aproximadamente 1.5 para la costa del Pacífico (así se iniciaron los cálculos) pero, sorprendentemente, no varían mucho a lo largo del país, a excepción de lo que sucede en las costas de los estados de Sonora y Sinaloa y en la península de Yucatán, en donde un factor de importancia de alrededor de 1.2 resultaría óptimo. Sin embargo, en aras de la sencillez, y considerando que las zonas anómalas son de baja sismicidad, se propone utilizar un factor de importancia de 1.5 para estructuras del grupo A en todo el país.

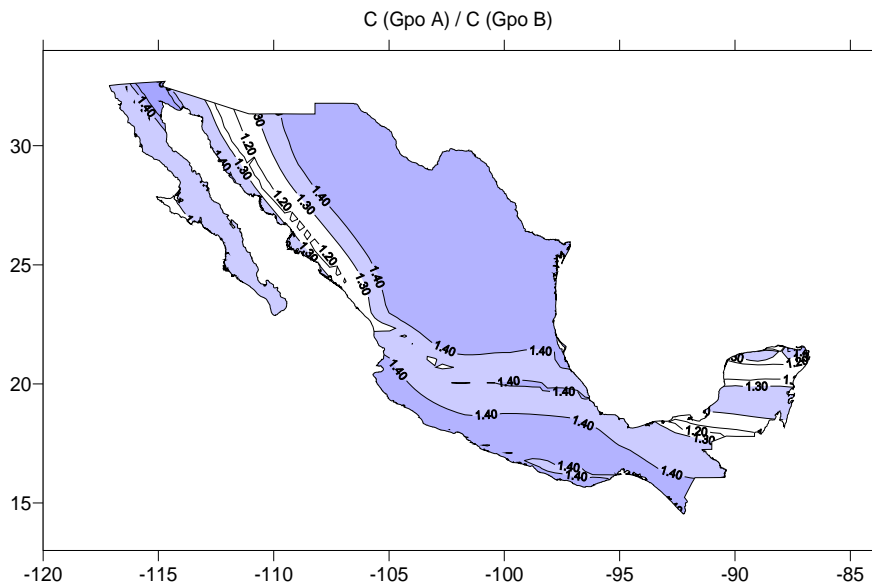


Figura 1.6. Cociente entre valores óptimos de diseño para estructuras del grupo A y estructuras del grupo B.

Para estructuras redundantes y robustas, usualmente el diseño por gravedad conduciría a resistencias sísmicas sensiblemente mayores que los valores recomendados de diseño, por lo que diseñar para acciones con un periodo de retorno muy largo no tendría implicaciones económicas de consideración; esencialmente, se estaría comprando seguridad ante carga lateral a precio muy bajo.

Sin embargo, para estructuras con menores reservas (por ejemplo, estructuras pendulares o de planta baja flexible), el diseño por carga vertical conduciría a coeficientes sísmicos bajos, por lo que habría que hacer diseño sísmico, que estaría basado en coeficientes óptimos que están asociados a periodos de retorno muy largos. Las consecuencias económicas de esto podrían ser considerables. Adicionalmente, en zonas de baja sismicidad los valores de diseño óptimo corresponden a sismos poco realistas, porque sus valores están por encima de los que produciría el temblor más grande que es razonable imaginarse: el sismo máximo.

### 3.1.3.2 Sismos máximos

Como se ha comentado, no es óptimo diseñar para un periodo de retorno constante en zonas de alta y baja sismicidad. Al menos, parcialmente, las regionalizaciones sísmicas son una aproximación (en ocasiones intuitiva) hacia el diseño óptimo. Sin embargo, es en estas zonas de baja sismicidad en que el diseño óptimo suministra coeficientes de diseño que pueden resultar excesivamente conservadores para estructuras más vulnerables a la acción de carga lateral que las que sirvieron de referencia para determinar los coeficientes óptimos, en este caso estructuras tipo edificio de periodo corto (0.3 s).

¿Por qué se considera que los coeficientes óptimos en zonas de baja sismicidad pueden ser excesivamente conservadores? Por una parte, el hecho de que estén asociados a periodos de retorno sumamente largos (de varios miles de años). Por otra parte, porque es difícil imaginar un sismo realista que los produjera. Cabe la siguiente pregunta: si es difícil imaginar un sismo que los produzca, ¿Por qué su periodo de retorno es de varios miles de años y no infinito? La razón de esto, como se verá en el inciso correspondiente a sismos máximos probabilistas, es la manera en que se modela la incertidumbre en las leyes de atenuación.

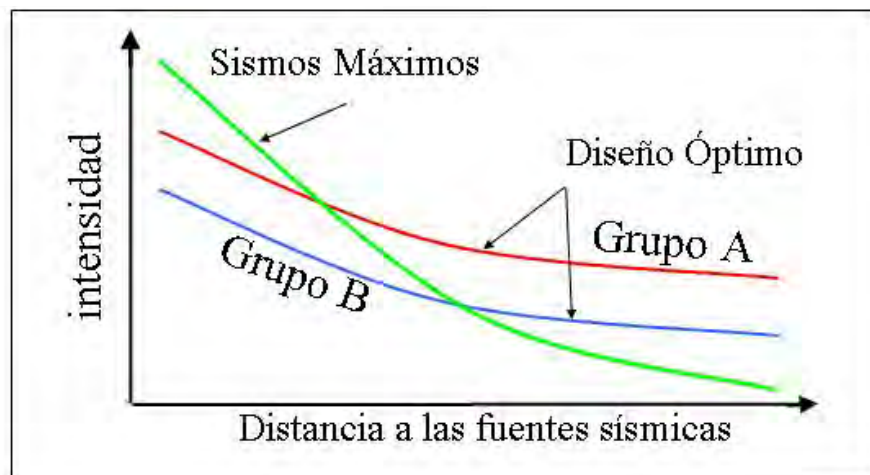


Figura 1.7. Reducción de las intensidades sísmicas (de diseño óptimo Grupo A y B, y de sismos máximos) al aproximarse a zonas de baja sismicidad.

En las figuras 1.1 y 1.3 se indica, aproximadamente, que para la zonas de baja sismicidad (especialmente la zona noreste) y zonas asísmicas (Península de Yucatán), el coeficiente sísmico para terreno rocoso es 0.2 g y la aceleración máxima del terreno es de 0.08 g, respectivamente. Ya que el diseño óptimo conduce a comprar seguridad en zonas de baja sismicidad, entonces es probable que se tenga una situación paradójica: a medida que el observador se aleja de las zonas de alta sismicidad, la intensidad obtenida del diseño óptimo se reduce más lentamente que la debida al sismo máximo que es razonable imaginarse. Esta situación se ilustra en la figura 1.7. De acuerdo con esta figura, se espera que en zonas de alta sismicidad (cerca de las fuentes sísmicas), los coeficientes óptimos sean menores que los que se tendrían para sismos máximos. Sin embargo, en zonas de baja sismicidad (lejos de las fuentes sísmicas), los coeficientes óptimos pueden ser mayores que los que se tendrían para sismos máximos.



Hasta ahora se ha referido al sismo máximo que es razonable imaginarse sin definirlo. Ilustraremos en los siguientes párrafos las dificultades que hay para definir los sismos máximos.

### 3.1.3.2.1 Sismo máximo determinista

Se puede aseverar que el sismo máximo posible o sismo máximo determinista es aquél que se localiza a la distancia mínima posible del sitio de interés y que presenta la magnitud máxima posible.

Aun suponiendo que tanto la distancia mínima como la magnitud máxima posible puedan ser conocidas de manera determinista (suposición, por otra parte, muy dudosa), es imposible ignorar la incertidumbre en la intensidad que se presentará dadas magnitud y distancia. Suele suponerse que dadas estas dos cantidades, la intensidad  $S_a$  es una variable aleatoria distribuida lognormalmente, con mediana  $A_m(M,R)$ , –dada por la ley de atenuación que se esté utilizando– y desviación típica del logaritmo natural igual a  $\sigma_{\ln A}$ .

Para el sismo máximo posible, es común suponer que la intensidad que se presentará no es la mediana, sino un percentil alto, definido casi siempre de manera arbitraria. En estas condiciones, suele calcularse la intensidad asociada al sismo máximo determinista de la siguiente manera:

$$S_a = A_m(M,R) \exp(\varepsilon \sigma_{\ln A}) \quad (1.14)$$

donde  $\varepsilon$  determina qué percentil se está usando. Por ejemplo, para una distribución lognormal, el percentil 84 está asociado a  $\varepsilon = 1$ . Como puede apreciarse, la intensidad asociada al sismo máximo posible no puede asociarse a ningún periodo de retorno.

### 3.1.3.2.2 Sismo máximo probabilista

Es comúnmente aceptado que el sismo máximo determinista es una manera inadecuada de caracterizar al sismo más grande que es razonable imaginar. Considérese, por ejemplo, el caso ilustrado en la figura 1.8.

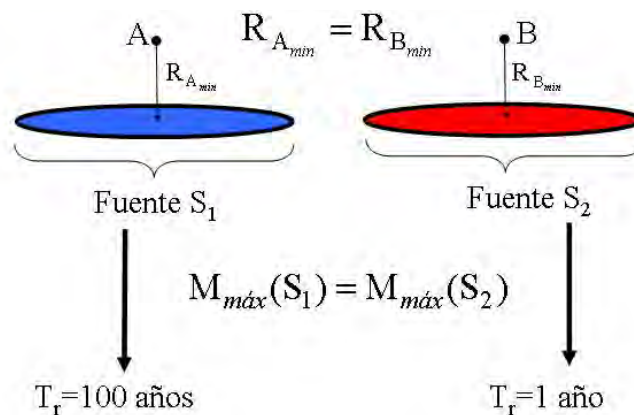


Figura 1.8. Idealización de dos escenarios fuente-trayecto-sitio idénticos con sismicidad diferente

Se tienen dos fuentes sísmicas capaces de producir la misma magnitud máxima posible, localizadas ambas a la misma distancia mínima posible del sitio de interés. De acuerdo con la definición dada de sismo máximo posible, ambas generarían la misma intensidad máxima posible, independientemente de la frecuencia con que se generen sismos con magnitudes cercanas a la máxima posible. En otras palabras, aunque la fuente S2 fuera 100 veces más activa que la fuente S1, ambas generarían la misma intensidad máxima posible que, especialmente, no sería una intensidad racional para diseño.

Para subsanar esta deficiencia del sismo máximo determinista –y otras no comentadas en este documento–, es preferible la definición del sismo máximo probabilista, o sismo máximo probable. Diremos que la intensidad máxima probable es aquella que, como resultado de un examen formal de peligro sísmico, está asociada a un periodo de retorno especificado, suficientemente largo. Sin embargo, en la formulación que se ha descrito, aún intensidades extravagantemente grandes tienen periodos de retorno finitos, puesto que, en vista de que se asignó a la intensidad (dadas M y R) una distribución lognormal, la probabilidad de tener una intensidad irrealmente grande, dada cualquier pareja de valores de M y R, no es nula.

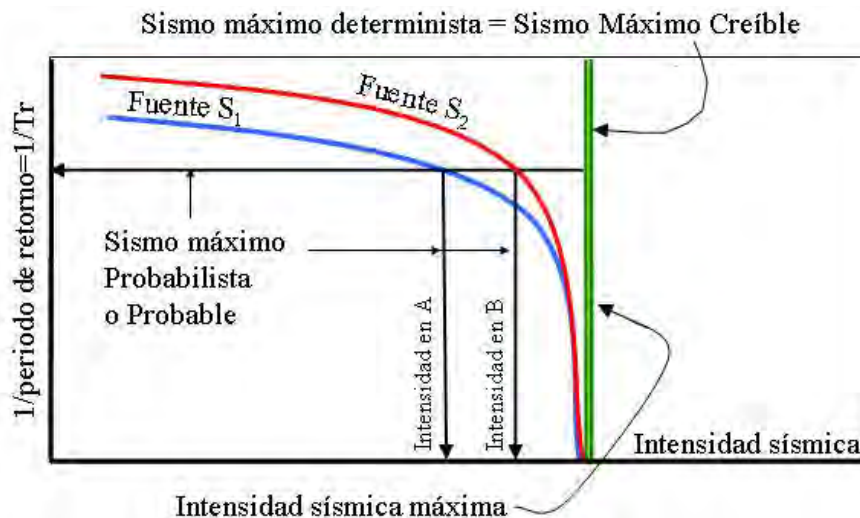


Figura 1.9. Intensidad sísmica máxima (debida al sismo máximo determinista) e intensidades de sismos máximos probabilistas (para un periodo de retorno arbitrario) para dos regiones de diferente sismicidad. En estas dos regiones con igual sismo máximo determinista, la sismicidad definirá el sismo máximo probabilista, es decir, el asociado a la intensidad que se tenga a un periodo de retorno específico.

Por subsanar este problema, se propone usar distribuciones lognormales truncadas a las intensidades (condicionadas a M y R). En otras palabras, dados M y R, se supondrá que la probabilidad de tener intensidades superiores a la dada en la ecuación 1.14 es cero.

En la figura 1.9, se ilustran las intensidades del sismo máximo determinista correspondiente a los escenarios hipotéticos descritos en la figura 1.8, así como los sismos máximos probabilistas asociados a cada fuente, para un periodo de retorno arbitrario. En todos los casos se ha usado el mismo valor de  $\epsilon$ . Puede observarse que, para periodo de retorno infinito, en todos los casos se tiene la intensidad máxima posible. Sin embargo, para periodos de retorno finitos, como los usados para diseño sísmico de estructuras, la definición de sismo máximo probabilista toma en cuenta el efecto de la diferente tasa de actividad de las fuentes.

En la figura 1.10 se ilustran las curvas de peligro sísmico (tasas de excedencia de intensidad) correspondientes a tres sitios con diferente sismicidad: Acapulco, Ciudad Juárez y Mérida. En esta figura se presentan las tasas de excedencia que se obtienen considerando leyes de atenuación con intensidad distribuida lognormalmente con truncamiento, para un valor de  $\varepsilon = 1$ , y sin truncamiento ( $\varepsilon = \infty$ ). Por ejemplo, para el sitio Acapulco, con una tasa de excedencia de 0.001 (periodo de retorno de 1,000 años) se tiene una intensidad de 400 y 800  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , considerando o no el truncamiento, respectivamente. Para los sitios Ciudad Juárez y Mérida, los valores correspondientes a 1,000 años de periodo de retorno son 30 y 45  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , y 7 y 8  $\text{cm}/\text{seg}^2$ , con y sin truncamiento, respectivamente.

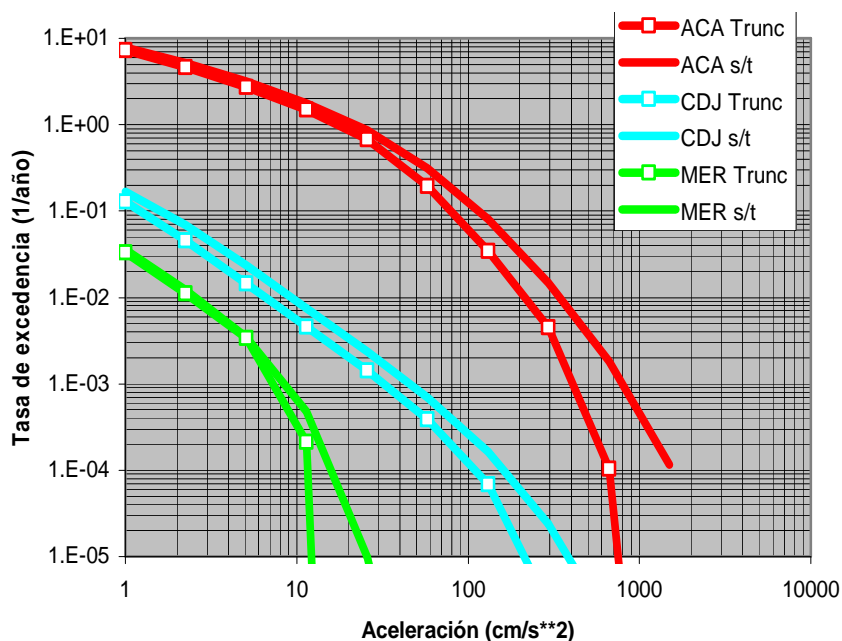


Figura 1.10. Tasas de excedencia para los sitios Acapulco (ACA), Ciudad Juárez (CDJ) y Mérida (MER), considerando leyes de atenuación truncadas y sin truncamiento. Nótese la saturación en las tasas de excedencia con distribución truncada.

### 3.1.3.2.3 Nuevos cálculos de peligro sísmico y de coeficientes óptimos

Se ha hecho ver que el diseño óptimo conduce a coeficientes que son excesivamente conservadores para ciertas estructuras en zonas asísmicas y de baja sismicidad. La razón de que se consideren excesivamente conservadores es que corresponden a temblor difíciles de imaginar. Para subsanar este problema, se definieron sismos máximos determinista y probabilista. Se mostró que el sismo máximo probabilista, calculado con distribución truncada, tiene asintóticamente al valor correspondiente al sismo máximo determinista, cuando el periodo de retorno tiende a infinito. Para calcular las intensidades debidas a sismos máximos, y en general las tasas de excedencia que describen el peligro sísmico en México, se tomaron en cuenta las siguientes correcciones con respecto a los estándares seguidos previamente:

- a) Se revisaron las leyes de atenuación y la esperanza de las magnitudes máximas de cada fuente. Se hicieron correcciones en ciertas magnitudes. Con esta corrección, en sitios de baja sismicidad (como los que se localizan al noreste del país), las intensidades máximas son menores y pueden explicarse con sismos realistas

- b) La distribución de probabilidades de las leyes de atenuación es truncada al valor esperado más una vez la desviación típica del logaritmo. Con este criterio se tienen tasas de excedencia que se saturan al crecer el periodo de retorno.
- c) Para los resultados que se ilustran en este inciso se consideró terreno rocoso

Para conocer las intensidades producidas por sismos máximos deterministas se calculó la intensidad máxima producida por cada fuente empleando la ecuación 1.14. Para ello, se hizo uso de la ley de atenuación correspondiente a cada fuente examinada, empleando la distancia mínima y la magnitud máxima. Se tomó el valor máximo después de evaluar la intensidad de todas las fuentes consideradas. En la figura 1.11 se presenta el mapa de aceleración máxima del terreno debidas a sismos máximos deterministas. En esta figura se indican las aceleraciones, normalizadas con la aceleración de la gravedad ( $g$ ) que se tendrían en cinco ciudades importantes: Acapulco, Guadalajara, Coatzacoalcos, Monterrey y Mérida.

En las figuras 1.12 y 1.13 se presenta el mapa de aceleraciones máximas del terreno ( $g$ ) debidas a sismos máximos probables para periodos de retorno de 6,500 y 30,000 años, respectivamente. En estas figuras también se indican las intensidades que se tendrían en las cinco ciudades seleccionadas en la figura 1.11.

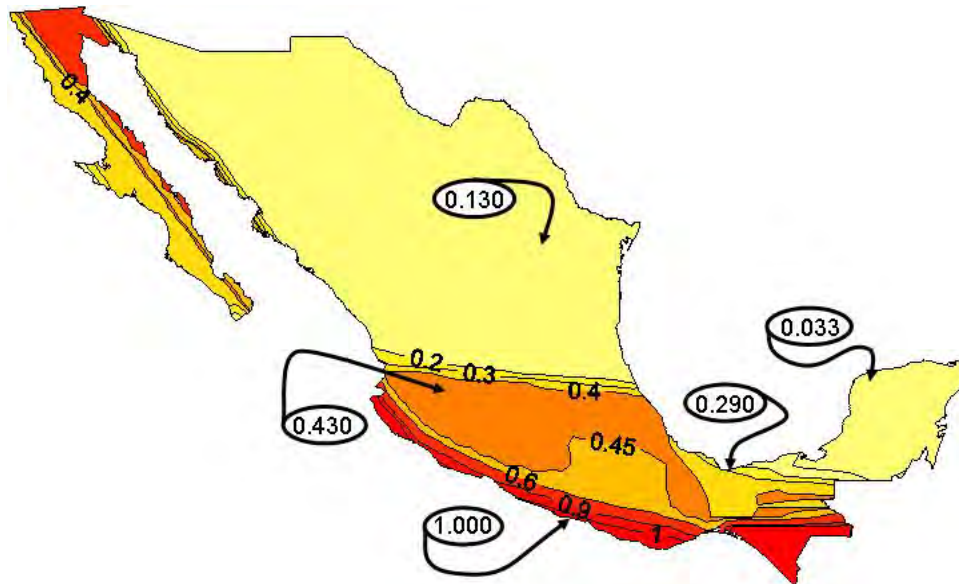


Figura 1.11. Aceleraciones máximas del terreno ( $g$ ) producidas por la acción de sismos máximos deterministas, considerando que la intensidad tiene distribución lognormal truncada ( $\varepsilon = 1$ )

Finalmente, se calcularon nuevamente las tasas de excedencia de peligro sísmico. También se calcularon nuevamente los coeficientes sísmicos óptimos con la restricción de obtener, en un sitio arbitrario sobre la costa del Pacífico, lo que se estipuló en 1993 para la zona D. En esta zona, el coeficiente sísmico debe ser  $0.5 \times 2 = 1.0 g$ . En la figura 1.14 se ilustra el mapa con coeficientes óptimos de diseño para estructuras del grupo B con periodo estructural  $T_e = 0.3 s$ . Los periodos de retorno óptimos, asociados a estos coeficientes óptimos, se ilustran en la sección de recomendaciones. Las aceleraciones máximas del terreno para estos periodos de retorno se ilustran

en la figura 1.15. Compárense las aceleraciones debidas a los sismos máximos probabilistas (figuras 1.12 y 1.13) con las aceleraciones debidas al diseño óptimo, en su versión sin truncamiento ( $\varepsilon = \infty$ , figura 1.3) y con truncamiento ( $\varepsilon = 1$ , figura 1.15). Para las zonas de mayor sismicidad, las aceleraciones máximas corresponden a los sismos máximos probabilistas, mientras que en zonas de baja sismicidad, los valores máximos corresponden al diseño óptimo.

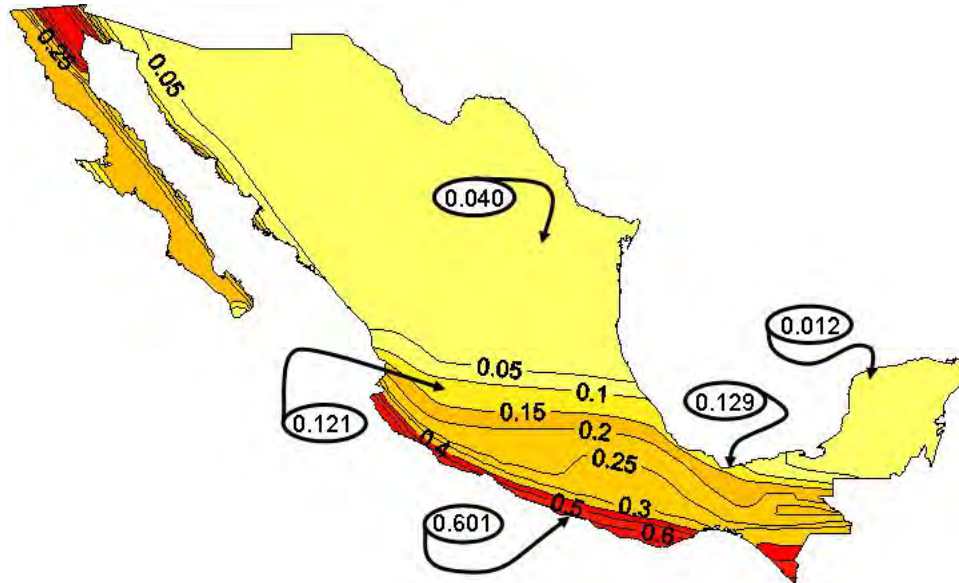


Figura 1.12. Aceleraciones máximas del terreno (g) producidas por la acción de sismos máximos probabilistas para 6,500 años de periodo de retorno, considerando que la intensidad tiene distribución lognormal truncada ( $\varepsilon = 1$ )

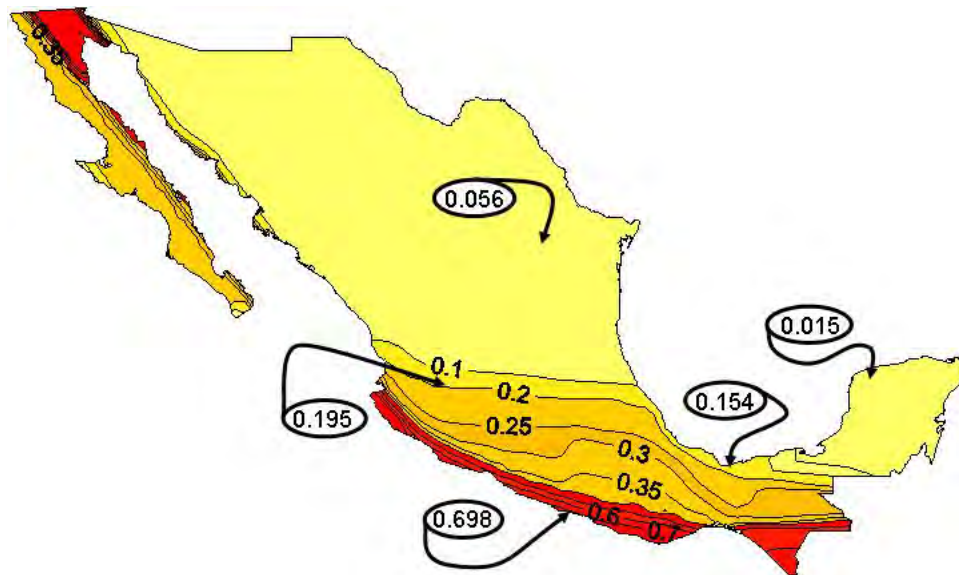


Figura 1.13. Aceleraciones máximas del terreno (g) producidas por la acción de sismos máximos probabilistas para 30,000 años de periodo de retorno, considerando que la intensidad tiene distribución lognormal truncada ( $\varepsilon = 1$ )

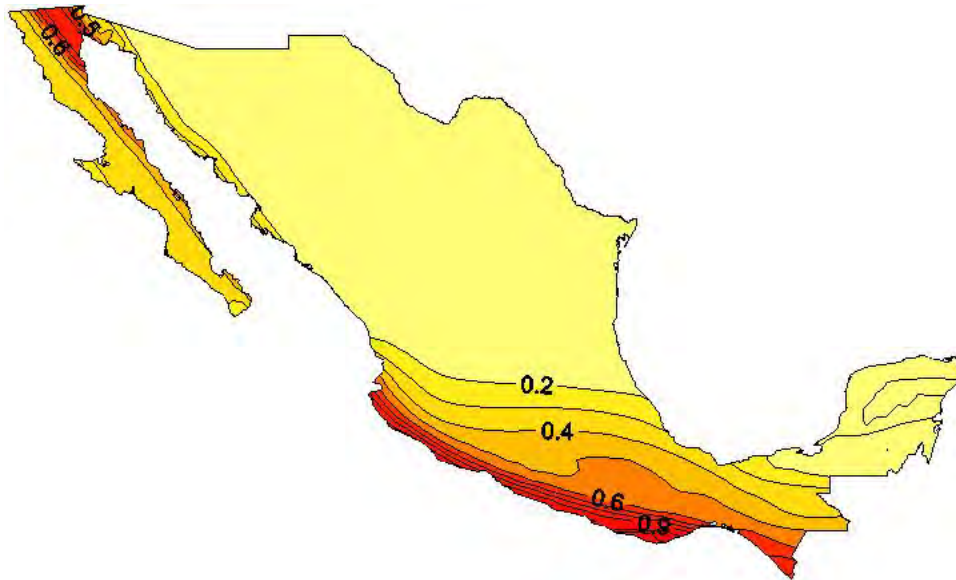


Figura 1.14. Coeficientes de diseño óptimos (g) para estructuras del grupo B, considerando que la intensidad tiene distribución lognormal truncada ( $\varepsilon = 1$ )

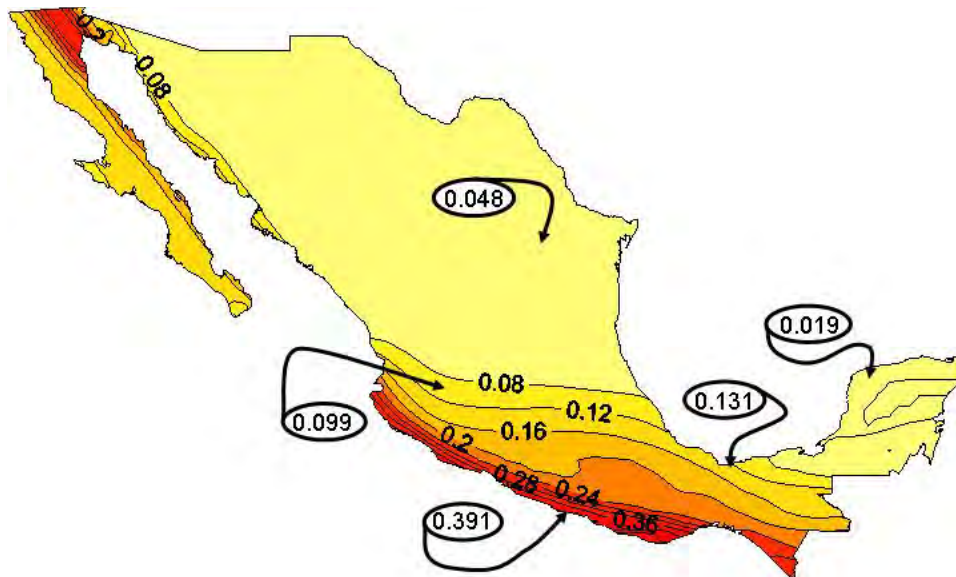


Figura 1.15. Aceleraciones máximas del terreno (g) para los periodos de retorno óptimos de la figura 1.1 de la sección de recomendaciones 3.1.3, considerando que la intensidad tiene distribución lognormal truncada ( $\varepsilon = 1$ )

#### 3.1.3.2.4 Intensidades de diseño para estructuras de los Grupos B, A y A+

La existencia de estructuras de especial importancia en el diseño sísmico en México es una práctica común. Se ha definido que las estructuras de especial importancia, o del Grupo A, son aquellas cuya falla es indeseable. Su aceleración de diseño se ha especificado, tradicionalmente, como la aceleración adoptada para las estructuras comunes, o del Grupo B, multiplicada por el factor de importancia que es 1.5 (ver sección 3.1.3.1.5 de estos comentarios).

Sin embargo, en ocasiones muy particulares se tendrán estructuras cuya falla más que indeseable, es inadmisibles. En este grupo, llamado arbitrariamente Grupo A+, se encuentran las grandes presas, plantas nucleares, tanques cuyo contenido sea altamente peligroso, etc. Para el diseño de estas estructuras, se contempla que debe tenerse un nivel de seguridad mayor, al menos en zonas de alta sismicidad. La poca experiencia en la construcción de este tipo de estructuras, en zonas de alta sismicidad, ha dado lugar a estudios de sismicidad local. Lo que se recomienda en este documento no está significativamente apartado de estas experiencias.

Para recomendar espectros de diseño sísmico en el territorio mexicano se tiene la siguiente definición de dos familias de intensidades sísmicas, según la discusión previa

- Sa(I): Espectros de diseño cuya aceleración máxima del terreno está asociada a periodos de retorno variables que son óptimos para estructuras del Grupo B. En la costa del Pacífico, cerca del sitio Acapulco, la aceleración máxima del terreno y el coeficiente sísmico son, respectivamente, 0.4 y 1.0 g, y están asociados con un periodo de retorno de 500 años
- Sa(II): Espectros de diseño cuya aceleración máxima del terreno está asociada a un periodo de retorno constante igual a 30,000 años. Para este periodo de retorno, en la costa del Pacífico, cerca de Acapulco, se tienen aceleraciones máximas del terreno cercanas a 0.7 g.

Con esta definición se recomiendan las siguientes intensidades para el diseño de las estructuras B, A y A+, según su localización en el territorio mexicano:

Para estructuras del Grupo B:

- En todo el territorio mexicano se hará uso de los espectros de diseño óptimos. La representación matemática es la siguiente:

$$S_a(B) = S_a(I) \quad (1.15)$$

Para estructuras del Grupo A:

- En todo el territorio se aplicará a los espectros para estructuras del Grupo B el factor de importancia 1.5, obtenido en la sección 3.1.3.1.5 de estos comentarios, es decir:

$$S_a(A) = 1.5 \times S_a(B) \quad (1.16)$$

Para estructuras del Grupo A+:

- En todo el territorio se tomarán los valores máximos entre los coeficientes debidos a sismos máximos probabilistas con periodo de retorno de 30,000 años y los correspondientes al Grupo A. La representación matemática adquiere la siguiente forma:

$$S_a(A+) = \begin{cases} S_a(II) & \text{si } S_a(II) > S_a(A) \\ S_a(A) & \text{si } S_a(II) \leq S_a(A) \end{cases} \quad (1.17)$$

En la figura 1.16 se muestra un mapa en que se señala donde se hará uso de coeficientes de sismos máximos para estructuras del Grupo A+ y donde se tomarán los coeficientes del Grupo A. En otras palabras, donde habrá diferencias entre intensidades de diseño para estructuras A y A+. Esto ocurre en zonas de alta sismicidad. Para la zona cercana a Mexicali se encontró que las aceleraciones máximas del terreno para 30,000 años de periodo de retorno son significativamente superiores a las correspondientes para la costa del pacífico, cercana a Acapulco. Por ello se sugiere hacer un estudio de sismicidad local y no tomar aceleraciones máximas del terreno menores que 0.7 g.

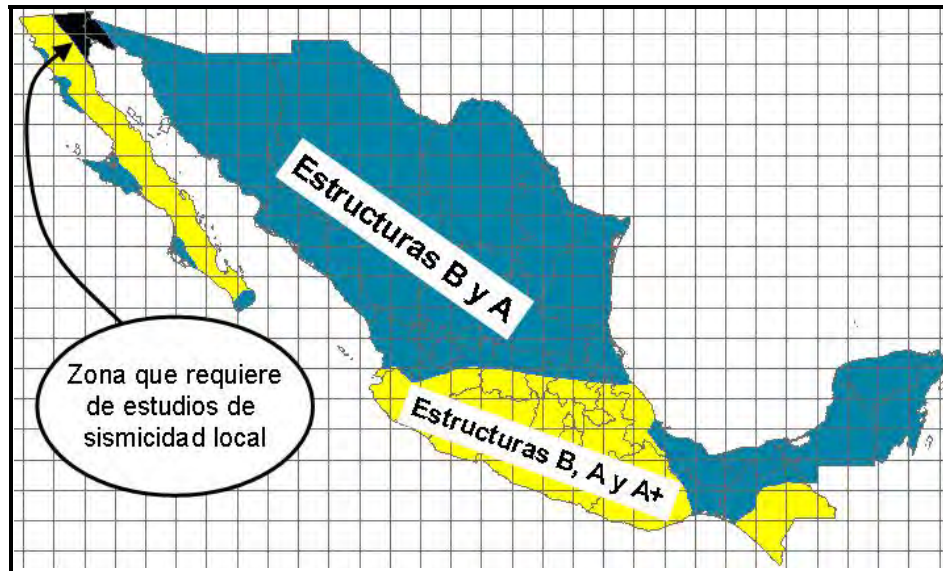


Figura 1.16. Zonas en que se especificará un nivel de seguridad mayor para estructuras A+

Finalmente, en la figura 1.17, se resume la filosofía seguida para establecer los niveles de diseño de los Grupos B, A y A+. Se trata de una representación en que se ilustra la variación de las intensidades cuando aumenta la distancia a las fuentes sísmicas, igual a la representación de la figura 1.7. En esta representación aparece el diseño para estructuras de los Grupos B, A y A+. Nótese que en zona de alta sismicidad, el diseño para estructuras del Grupo A+ tiene un nivel de seguridad mayor que para el del Grupo A. En el diagrama aparecen curvas de diseño óptimo y de intensidad para periodos de retorno constante de 6,500 y 30,000 años.

En la tabla 1.1 se resumen los valores de aceleración máxima del terreno para las cinco ciudades de la República Mexicana seleccionadas en las figuras 1.3, 1.11, 1.12, 1.13 y 1.15. Las aceleraciones corresponden a los resultados del diseño óptimo considerando leyes de atenuación con distribución lognormal sin truncamiento ( $\varepsilon = \infty$ ) y con truncamiento ( $\varepsilon = 1$ ), y además, para tres sismos máximos: el determinista ( $Tr = \infty$ ) y los probabilistas para  $Tr = 6,500$  y  $Tr = 30,000$  años. Los resultados de estos sismos máximos se obtuvieron empleando leyes de atenuación con distribuciones lognormales truncadas ( $\varepsilon = 1$ ). En esta tabla, para los sitios Acapulco y Guadalajara se indica que para estructuras del Grupo B, las aceleraciones correspondientes al periodo de retorno óptimo son menores que las que se tienen para 6,500 años, y además, que existe un nivel de intensidades superior para estructuras A+. Para el resto de los sitios (Coatzacoalcos, Monterrey y Mérida) las aceleraciones para periodo óptimo para el Grupo B son mayores que las que se tienen para 6,500 años de periodo de retorno y, para los grupos A y A+, no hay diferencia.



Después de esta discusión se puede señalar que en las zonas de alta sismicidad se caracterizan por dos aspectos:

- Los periodos de retorno óptimos son menores que 6,500 años, o bien, La aceleración máxima en terreno rocoso son menores que las que se tienen para 6,500 años
- La aceleración máxima del terreno de los espectros de diseño del Grupo A es menor que la que se tiene para 30,000 años de periodo de retorno. Por ello, existe un espectro de diseño especial para estructuras de gran importancia, llamadas A+

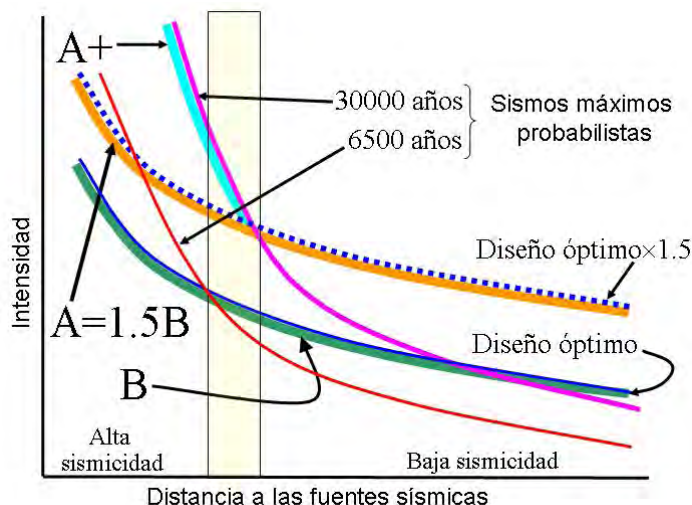


Figura 1.17. Diagrama conceptual en que se ilustra el diseño de estructuras B, A y A+. En el diagrama aparecen curvas de diseño óptimo y de coeficientes asociados a los periodos de retorno constante de 6,500 y 30,000 años.

Tabla 1.1. Aceleraciones máximas del terreno para cinco ciudades, considerando el diseño óptimo ( $T_r = \text{óptimo}$ ) y la ocurrencia de sismos máximos deterministas ( $T_r = \infty$ ) y probabilistas a  $T_r = 6,500$  y  $T_r = 30,000$  años. Los valores están en fracciones de la aceleración de la gravedad (g)

Sitio	Zona Sísmica 1993**	$T_r = \text{óptimo}$ $\varepsilon = \infty$ Fig 1.3	$T_r = \infty$ $\varepsilon = 1$ Fig 1.11	$T_r = 6,500$ $\varepsilon = 1$ Fig 1.12	$T_r = 30,000$ $\varepsilon = 1$ Fig 1.13	$T_r = \text{óptimo}$ $\varepsilon = 1$ Fig 1.15
Acapulco	D (0.40)*	0.469	1.000	0.601	A+ = 0.698	B = 0.391 A = 0.587
Guadalajara	C (0.28)*	0.144	0.430	0.121	A+ = 0.195	B = 0.099 A = 0.148
Coatzacoalcos	B (0.08)	0.203	0.290	0.129	0.154	0.131 A=A+=0.197
Monterrey	A (0.04)	0.083	0.130	0.040	0.056	0.048 A=A+=0.072
Mérida	A (0.04)	0.059	0.033	0.012	0.015	0.019 A=A+=0.029

\*\* Valores corregidos por sobrerresistencia

\* Valores inferidos para terreno rocoso (con un factor de respuesta o amplificación espectral de 2.5)

### 3.1.4 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En México, el diseño por estados límite aparece por primera vez para el diseño de todas las estructuras en el Título de Diseño Estructural del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) de 1976 (Meli, 1976). En este planteamiento se reconoce la necesidad de revisar el cumplimiento de diversos estados límite, agrupados en dos categorías: los de servicio (deflexiones, vibraciones, agrietamiento) ante acciones que se presentan con cierta frecuencia, y los de falla (colapso local o global, inestabilidad, fatiga), ante condiciones excepcionales de carga. Más recientemente, se ha reconocido la necesidad de incluir un tercer tipo de estado límite: el relacionado con el cumplimiento de requisitos de durabilidad de la estructura.

A pesar de que el planteamiento de las normas mencionadas está basado en la revisión de estados límite, en los requisitos específicos para el diseño de los distintos sistemas se establecen, de manera estricta, los procedimientos de cálculo y las características que la estructura debe tener para cumplir con los objetivos de los estados límite que quedan más bien implícitos en las normas. En particular, para el diseño sísmico, los estados límite involucrados quedan expresados por los objetivos que desde hace muchos años se han establecido en las normas y textos de ingeniería. En resumen se trata de producir estructuras capaces de resistir sismos de intensidad moderada sin daño estructural y con pequeño o nulo daño no estructural; y lograr una seguridad adecuada contra la falla ante los sismos de mayor intensidad que puedan llegar a presentarse en el sitio.

Los propósitos anteriores se pueden interpretar como el cumplimiento de dos estados límite, uno de falla (o de supervivencia) y otro de servicio. En general, los Reglamentos de Construcción en México están inspirados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS, 1995, 2004). En estas normas se pretende satisfacer los dos estados límite descritos, pero de una manera indirecta. Se emplea un sólo sismo de diseño, supuestamente correspondiente al sismo extraordinario. El estado límite de supervivencia se considera satisfecho al proporcionar a los elementos estructurales una resistencia tal que, para el sismo de diseño, no se produzcan deformaciones inelásticas que excedan la ductilidad que debe ser capaz de desarrollar la estructura, que se prescribe de acuerdo con el sistema estructural y los requisitos de ductilidad que se hayan adoptado. Por otra parte, se pide que se compruebe que, bajo el mismo sismo de diseño, los desplazamientos no excedan límites con que se pretende evitar la aparición de daño no estructural significativo, es decir, un estado límite de servicio, ya que se han fijado en función del tipo de elemento no estructural que prevalezca en la estructura.

En particular, para los edificios se busca que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las acciones sísmicas, calculados con alguno de los métodos de análisis, no excedan 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o que estos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite será de 0.012 (RCDF-209, 2004). Las distorsiones de entrepiso que se consideran admisibles son claramente mayores (del orden de tres veces) que las que corresponden al estado límite de servicio. Esto implica que, de manera indirecta, se está considerando que el espectro para el que hay que revisar el estado límite de servicio tiene la misma forma que el que se especifica para la revisión de la seguridad ante el estado límite de falla, pero sus ordenadas son tres veces menores. Se debe considerar, además, que las fuerzas laterales de diseño con que se lleva a cabo la revisión por desplazamientos incluyen un factor de reducción previo. La

reducción se justifica, según los comentarios a las NTCS (Rosenblueth y Gómez, 1991), por fuentes de amortiguamiento adicionales y por sobrerresistencia de las estructuras típicas, situación que no interviene en la respuesta ante los sismos moderados que corresponden al estado límite de servicio. Esta forma de revisar el cumplimiento de los estados límite de diseño, tiene el inconveniente de no reflejar claramente cuáles son los objetivos de dichos estados límite y cómo se cumplen. Por ello, conviene separar la revisión de cada estado límite y establecer los parámetros específicos que lo definen. En principio, el espectro de diseño y las distorsiones admisibles.

En el apéndice normativo A de las NTC-DS, 2004, en un intento por hacer transparentes los procedimientos de diseño sísmico, se incluye, además de otras modificaciones, la separación de los dos estados límite y la revisión explícita de cada uno de ellos. Para el estado límite de colapso o falla se prescriben espectros elásticos que no llevan implícito ningún factor de reducción, y con ellos se determina la resistencia requerida por la estructura y sus elementos. Además, se requiere revisar que no se excedan desplazamientos laterales que se consideran máximos admisibles para impedir el colapso y que se prescriben para cada tipo de estructura y nivel de detallado para ductilidad.

Para el estado límite de servicio se establecen valores realistas para los desplazamientos relativos permisibles, iguales a 0.002 cuando existan elementos frágiles, como muros de mampostería que estén ligados a la estructura, y 0.004 cuando los elementos frágiles no estén ligados o bien no existan (Reyes, 1999). El análisis de los desplazamientos se hace con el mismo espectro que se emplea para la revisión de la seguridad contra el colapso, pero sin reducir por sobrerresistencia ni ductilidad, y los resultados se dividen entre un factor de siete, considerando que el sismo de servicio tiene una intensidad de una séptima parte del de diseño contra el colapso.

Para el Distrito Federal, Los espectros así reducidos corresponden a un periodo de retorno de entre 10 y 15 años (Reyes, 1999) y son similares en intensidad a los del sismo ocurrido el 25 de abril de 1989 ( $M = 6.9$ ). Esto tiene la ventaja de que, como el espectro de servicio es una fracción del espectro de diseño asociado al estado límite de colapso, basta efectuar solamente un análisis de la estructura para la revisión de ambos estados límite. El planteamiento del Apéndice A constituye un avance hacia una mayor congruencia entre los objetivos y los procedimientos de diseño sísmico.

Con base en estos avances, se recomienda que en este Manual se proceda a la revisión de manera explícita del estado límite de servicio. Se propone que las distorsiones de entrepiso permisibles sean las mismas que se incluyen en el Apéndice A (NTCDS, 2004), y que los espectros asociados al estado límite de servicio sean los que se mencionan en la siguiente sección.

#### 3.1.4.1 Espectros de diseño

Los espectros para la revisión del estado límite de servicio se obtienen con base en un análisis costo-beneficio, en que se optimiza el periodo fundamental de la estructura, midiendo el daño a través de la distorsión de entrepiso. Una vez que se obtiene el periodo óptimo de la estructura se calcula la aceleración que produce la distorsión de entrepiso permisible así como su periodo de retorno. Para optimizar el periodo fundamental de la estructura se empleó la siguiente ecuación

$$E(C_T) = CI + E(C_{DI}) \quad (1.18)$$

donde

- CI es el costo inicial de la estructura
- $E(C_{DI})$  es el valor esperado del costo de los daños directos e indirectos
- $E(C_T)$  es el valor esperado del costo total de la estructura

El periodo óptimo de diseño se obtiene encontrando el valor mínimo la ecuación 1.18 con respecto al periodo de la estructura. La función del costo inicial, CI, decrece a medida que el periodo se incrementa, mientras que la función del valor esperado del costo de los daños directos e indirectos,  $E(C_{DI})$ , crece a medida que la estructura es más flexible. Sumadas ambas funciones, resulta la función que representa al valor esperado del costo total de la estructura a valor presente,  $E(C_T)$ , cuyo valor mínimo corresponde precisamente al valor del periodo óptimo de diseño, con que se determina la rigidez óptima de la estructura.

En la ecuación 1.18 CI está dado por:

$$CI = C_{K_0} + m_K (T_0 - T_K)^{\beta_K} \quad (1.19)$$

donde:

- $C_{K_0}$  es el costo de la estructura con rigidez mínima  $K_0$ , y periodo  $T_0$  con que la estructura se puede diseñar
- $K$  es la rigidez por encima de  $K_0$  para la que se diseña una estructura con el fin de limitar el daño en los elementos no estructurales
- $T_K$  es el periodo correspondiente a la rigidez  $K + K_0$
- $m_K, \beta_K$  son coeficientes

Finalmente,  $E(C_{DI})$  está dada por:

$$E[C_{DI}] = -C_{K_0} \sum_{j=1}^N B_j \int_0^{\infty} E(D_j | S_a) dv \quad (1.20)$$

donde:

- $B_j$  es el valor de los elementos no estructurales del entrepiso  $j$ . En este caso se considera que los elementos no estructurales son muros divisorios, fachadas y el contenido de la estructura susceptible de dañarse debido a la deformación lateral de la construcción
- $E(D_j | S_a)$  es el valor esperado de los daños,  $D_j$ , dada la aceleración espectral  $S_a$  y se evalúan con el criterio dado en la Miranda *et al*, 1996)
- $v$  es la tasa de excedencia de la aceleración espectral  $S_a$ , obtenida del estudio de peligro sísmico para terreno rocoso

Matemáticamente, la ecuación 1.19 tiene la misma forma que la propuesta en Rosenblueth, 1986, para estimar el costo de una estructura en función de su resistencia.

Para el cálculo del valor del periodo estructural óptimo de diseño, dada la distorsión de diseño  $\gamma_0$ , bastará con obtener la derivada de la ecuación 1.18 con respecto al periodo de la estructura e igualar la ecuación resultante a cero, esto es:

$$\frac{\partial E(C_T)}{\partial T_K} = 0 \quad (1.21)$$

Una vez que se obtiene el periodo estructural óptimo de diseño, la aceleración espectral que produce en la estructura la distorsión  $\gamma_0$  será:

$$S_a = \frac{4\pi^2 h N \gamma_0}{\beta_1 \beta_{2\max} T_K^2} \quad (1.22)$$

donde:

- $h$  es la altura de entrepiso
- $N$  es el número de niveles de la estructura
- $\gamma_0$  es la distorsión de diseño
- $\beta_1$  es un parámetro que relaciona el desplazamiento de azotea y el espectral (Miranda *et al*, 1996)
- $\beta_{2\max}$  es un parámetro que relaciona la distorsión de azotea con la máxima distorsión de entrepiso (Miranda *et al*, 1996)

Aplicando el procedimiento anterior y suponiendo que (Reyes, 1999):

$$\frac{C_i}{C_{K_0}} = 1 + 0.64(T_0 - T_K)^{2.48} \quad (1.23)$$

Con  $T_0 = 0.11 \times N + 0.56$ , y que  $B_j / C_{K_0} = 2.41 / N$ , se obtuvo que el espectro de diseño para la revisión de las condiciones de servicio equivale al espectro elástico asociado al estado límite de colapso o falla dividido por 5.5. El periodo de retorno asociado a este espectro varía según la ubicación del sitio de construcción. Por ejemplo, para un sitio en la región de Acapulco, Guerrero el periodo de retorno del sismo de servicio equivale a 8 años, mientras que para un sitio en la región centro del país el periodo de retorno del sismo de servicio equivale a 80 años. Este factor de 5.5 corresponde a terreno firme o roca. Habrá que descontar los efectos producidos por la no linealidad del suelo en los espectros de diseño para el estado límite de colapso, ya que para el estado límite de servicio estos efectos no estarán presentes.

### 3.1.5 RESPUESTA DINÁMICA DEL TERRENO

Los efectos de las condiciones locales del subsuelo pueden afectar considerablemente el movimiento sísmico y con ello la respuesta estructural. Los también llamados efectos de sitio producen significativas variaciones espaciales del movimiento del terreno, incluyendo amplificaciones y/o atenuaciones de su intensidad así como modificaciones de su duración y contenido de frecuencias, las cuales tienen una influencia determinante en la respuesta estructural.

Las mayores amplificaciones dinámicas que sufre el movimiento del terreno suelen presentarse donde los contrastes de rigidez de los suelos son muy pronunciados. Esto ocurre generalmente cerca de la superficie libre, especialmente en áreas de depósitos sedimentarios o valles aluviales. Las interfaces horizontales entre estratos y las irregularidades laterales producen un fenómeno de

difracción múltiple de ondas sísmicas, que genera interferencias constructivas y destructivas, y que a su vez, originan amplificaciones y atenuaciones, respectivamente.

Para evaluar los efectos de amplificación del movimiento sísmico en depósitos de suelo sería deseable conocer la función de transferencia del sitio. La determinación experimental consiste en el cociente espectral del movimiento en la superficie del terreno entre el movimiento en la base de la formación de suelo. Para ello se utilizan los espectros de Fourier de ambos movimientos. En ausencia de registros sísmicos, la función de transferencia suele determinarse con el modelo unidimensional de propagación de ondas. Sólo en casos especiales se recurre a modelos de mayor complejidad. Este modelo es el más empleado en ingeniería sísmica para el estudio de los efectos de sitio. En particular, su sencillez permite incluir, aproximadamente, los efectos relacionados con el comportamiento no lineal de las propiedades dinámicas del suelo ante temblores intensos.

La respuesta de un depósito de suelo ante excitación sísmica es función de varios factores que están relacionados con la geometría y las propiedades dinámicas de los materiales que conforman el depósito. Para fines prácticos, sin embargo, esta complejidad puede reducirse si los efectos de sitio se relacionan exclusivamente con dos parámetros que miden las características más relevantes de la formación de suelo. Estos son el periodo dominante de vibración y la velocidad media de propagación del sitio. Para esto, usualmente se recurre a una aproximación que consiste en reemplazar el perfil estratigráfico por un estrato simple con velocidad media y periodo dominante iguales a los de la estratigrafía real. Esta idealización es adecuada para formaciones estratificadas sensiblemente horizontales que responden esencialmente como un manto homogéneo.

El modelo de propagación de ondas comúnmente empleado para cuantificar la amplificación del movimiento sísmico en terreno blando con respecto al que se tendría en terreno firme, es un depósito de suelo formado por un sólo estrato apoyado sobre un semiespacio, excitado por la incidencia vertical de ondas de corte. Supóngase que este modelo tiene como sistema de referencia a la coordenada  $z$  en sentido vertical, positiva hacia abajo, con la superficie libre del estrato en  $z = -H_s$ , y la interfaz entre el estrato y el semiespacio en  $z = 0$ . Además, supóngase que  $\rho_s$  y  $\rho_0$  son las densidades de masa del suelo y de la roca, respectivamente y que  $v_s$  y  $v_0$  son las velocidades de propagación de ondas de corte del suelo y de la roca, respectivamente. El desplazamiento transversal,  $u$ , del suelo producido por la propagación de ondas armónicas de cortante está gobernado por la ecuación reducida de onda

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{v^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.24)$$

donde

- $t$  es el tiempo
- $v$  es la velocidad de propagación de ondas

Si se considera la propagación de ondas planas, la solución de la ecuación 1.24 está dada por

$$u = (Ae^{ikz} + Be^{-ikz})e^{i\omega t} \quad (1.25)$$

donde

- $k$  es el número de onda igual a  $\omega / v$

$\omega$  es la frecuencia angular de excitación  
 $i$  es la unidad imaginaria

Puede demostrarse que el término  $u = Ae^{ikz} e^{i\omega t}$  es el campo de desplazamientos producido por ondas planas, con amplitud  $A$ , que se propagan en el sentido negativo del eje  $z$ , mientras que  $u = Be^{-ikz} e^{i\omega t}$  es el campo de desplazamientos producido por ondas que se propagan, con amplitud  $B$ , en el sentido positivo del eje  $z$ .

Para el semiespacio, la solución puede escribirse como

$$u_o = (U_o e^{ik_o z} + A e^{-ik_o z}) e^{i\omega t} \quad (1.26)$$

donde

$U_o$  es la amplitud del campo incidente

Mientras que para el estrato resulta conveniente representarla como

$$u_s = (B e^{ik_s(z+H_s)} + C e^{-ik_s(z+H_s)}) e^{i\omega t} \quad (1.27)$$

En las ecuaciones 1.26 y 1.27,  $k_o$  y  $k_s$  son los números de onda en el semiespacio y el estrato, respectivamente. Se tienen tres amplitudes desconocidas ( $A$ ,  $B$  y  $C$ ), ya que la amplitud del campo incidente,  $U_o$  se supone conocido. Para determinar los valores de  $A$ ,  $B$  y  $C$  se deben imponer condiciones de frontera.

En la superficie libre del estrato los esfuerzos deben ser nulos, es decir

$$G_s \left. \frac{\partial u_s}{\partial z} \right|_{z=-H_s} = 0 \quad (1.28)$$

donde

$G_s$  es el módulo de rigidez en cortante del suelo.

Si se sustituye la ecuación 1.27 en la ecuación 1.28 se tiene

$$i G_s k_s (B e^{ik_s(z+H_s)} - C e^{-ik_s(z+H_s)}) e^{i\omega t} \Big|_{z=-H_s} = 0 \quad (1.29)$$

Para  $z = -H_s$  se llega a que

$$B = C \quad (1.30)$$

Por lo tanto, el campo de desplazamientos dado por la ecuación 1.27 se puede escribir como

$$u_s = 2B \cos[k_s(z+H_s)] \quad (1.31)$$

Para la frontera entre el estrato y el semiespacio ( $z = 0$ ) debe cumplirse que

$$u_o|_{z=0} = u_s|_{z=0} \quad (1.32)$$

y

$$G_o \frac{\partial u_s}{\partial z} \Big|_{z=0} = G_s \frac{\partial u_o}{\partial z} \Big|_{z=0} \quad (1.33)$$

La ecuación 1.32 conduce a la siguiente igualdad

$$U_o + A = 2B \cos(k_s H_s) \quad (1.34)$$

Por su parte, la ecuación 1.33 se traduce en

$$U_o - A = i 2B p_s \operatorname{sen}(k_s H_s) \quad (1.35)$$

donde

$p_s = \rho_s v_s / \rho_0 v_0 = \gamma_s v_s / \gamma_0 v_0$  es el contraste de impedancias mecánicas, siendo  $v_s$  y  $v_0$  las velocidades de ondas de corte, y  $\gamma_s$  y  $\gamma_0$  los pesos volumétricos. Los subíndices  $s$  y  $0$  representan al suelo y al semiespacio, respectivamente

Sumando las ecuaciones 1.34 y 1.35 se tiene

$$B = \frac{U_o}{\cos(k_s H_s) + i p_s \operatorname{sen}(k_s H_s)} \quad (1.36)$$

Por lo tanto, la solución para el estrato puede escribirse como

$$u_s = \frac{2U_o \cos[k_s (z + H_s)]}{\cos(k_s H_s) + i p_s \operatorname{sen}(k_s H_s)} e^{i\omega t} \quad (1.37)$$

Es común escribir la amplitud del movimiento en el estrato normalizado con respecto a  $2U_o$ , es decir, el movimiento que se tendría en la superficie del semiespacio en ausencia del estrato. De esta forma se llega a que la función de transferencia del estrato es

$$\frac{u_s}{2U_o} = \frac{\cos[k_s (z + H_s)]}{\cos(k_s H_s) + i p_s \operatorname{sen}(k_s H_s)} \quad (1.38)$$

En  $z = -H_s$  se tiene

$$\frac{u_s}{2U_o} \Big|_{z=-H_s} = \mathbf{H}(\omega) = \frac{1}{\cos(k_s H_s) + i p_s \operatorname{sen}(k_s H_s)} \quad (1.39)$$

El denominador de la función de transferencia dada por la ecuación 1.39 nunca es cero si el valor de  $p_s$  es mayor que cero, que se tiene cuando la roca basal es elástica. Sin embargo se tienen respuestas máximas cuando la parte real del denominador es cero. Esta es la condición de



resonancia que permite deducir los periodos naturales de vibración del suelo. Por lo tanto la condición de resonancia conduce a

$$\cos(k_s H_s) = 0 \quad (1.40)$$

cuyas raíces son

$$k_s H_s = \frac{(2n-1)\pi}{2}; \quad n = 1, 2, \dots, \infty \quad (1.41)$$

De acuerdo con esta ecuación se desprende que los periodos naturales de vibrar de un estrato son iguales a

$$T_n = \frac{1}{(2n-1)} \frac{4H_s}{v_s} \quad (1.42)$$

El amortiguamiento del material de tipo histerético se puede introducir aproximadamente reemplazando, en la ecuación 1.39, la velocidad del estrato  $v_s$  por  $v_s (1+i2\zeta_s)^{1/2}$ , donde  $\zeta_s$  es el amortiguamiento del suelo.

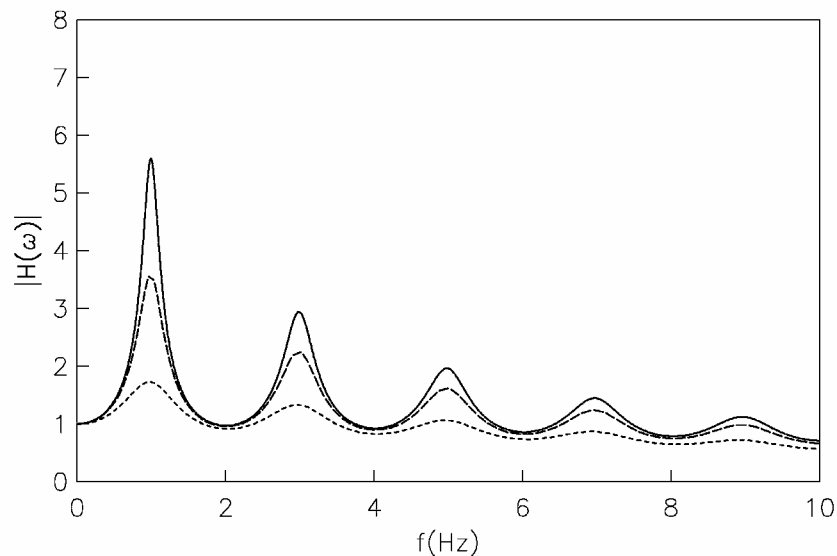


Figura 1.18. Funciones de transferencia de un estrato sobre un semiespacio. Con líneas continua, discontinua y punteada se presentan resultados para  $p_1 = 0.1, 0.2$  y  $0.5$ , respectivamente. En los tres casos, el periodo dominante del depósito de suelo es  $T_1 = 1$  s, la relación de densidades es  $\rho_s = \rho_0$  y el amortiguamiento del suelo es  $\zeta_s = 5\%$ .

En la figura 1.18 se ilustran las amplitudes de funciones de transferencia para estratos con periodo fundamental  $T_1 = 1$  s. En esta figura se ha tomado como amortiguamiento del suelo  $\zeta_s = 5\%$  y tres contrastes de impedancias dados por  $p_1 = 0.1, 0.2$  y  $0.5$ . Para ello se supuso que  $\gamma_s = \gamma_0$ . En la figura 1.19 se ilustran las amplitudes de funciones de transferencia para estratos con periodo fundamental

$T_1 = 1$  s. En esta figura se ha tomado como contraste de impedancias  $p_1 = 0.125$  y se han especificado tres valores de amortiguamiento del suelo dados por  $\zeta_s = 2.5, 5.0$  y  $10.0$  %.

En estas funciones se observa que las amplificaciones máximas dependen tanto del amortiguamiento del material,  $\zeta_s$ , como del amortiguamiento geométrico, representado por el contraste de impedancias  $p_s$ . Se puede señalar que conforme la frecuencia aumenta, los efectos del amortiguamiento geométrico (figura 1.18) se reducen, mientras que los efectos del amortiguamiento material (figura 1.19) aumentan. Para la frecuencia fundamental es mayor la influencia del amortiguamiento geométrico.

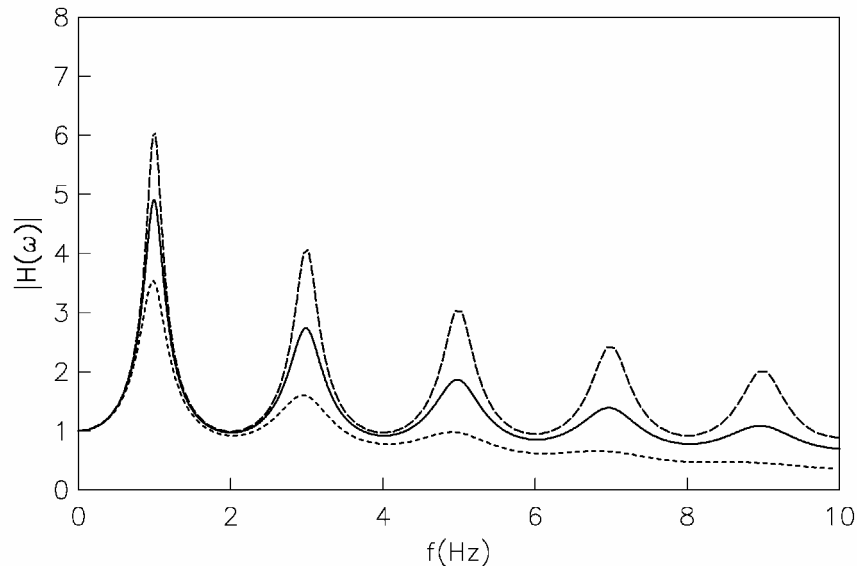


Figura 1.19. Funciones de transferencia de un estrato sobre un semiespacio. Con líneas discontinua, continua y punteada se presentan resultados para  $\zeta_s = 2.5, 5.0$  y  $10.0$  %, respectivamente. En los tres casos, el periodo dominante del depósito de suelo es  $T_1 = 1$  s y el contraste de impedancias es  $p_s = 0.125$ .

En este modelo de propagación de ondas se supuso que la incidencia es vertical. Esto se justifica para temblores que provengan de focos cercanos puesto que en este caso las ondas arriban a la superficie con dirección sensiblemente vertical. Para temblores lejanos esta hipótesis es cuestionable. Sin embargo, para fines prácticos se puede usar conservadoramente, ya que las amplificaciones que se presentan para incidencias oblicuas siempre son menores que las que se obtienen con este modelo de propagación vertical.

### 3.1.5.1 Caracterización del sitio

La forma más sencilla y práctica de idealizar un medio estratificado es mediante un estrato homogéneo. Para determinar los parámetros de este manto uniforme se determinará su periodo dominante haciendo uso de las velocidades de propagación de ondas de corte y el peso volumétrico de cada estrato. Con este periodo y el espesor del depósito se inferirá la velocidad de propagación equivalente a través del depósito. Si esta velocidad equivalente es menor que  $180$  m/s, es indispensable que la profundidad de exploración del subsuelo se efectúe hasta la roca basal, cuando la velocidad explorada sea mayor que  $720$  m/s, o al menos, hasta  $45$  m.

### 3.1.5.2 Evaluación de propiedades dinámicas del suelo

El suelo se supondrá estratificado horizontalmente, y para cada estrato, se determinará el espesor  $h_i$ , la velocidad de propagación de ondas de corte  $v_i$  y el peso volumétrico  $\gamma_i$ . El subíndice  $i$  denota al  $i$ -ésimo estrato. Se recomienda tener presente las siguientes relaciones

$$\gamma_i = \rho_i g \quad (1.43)$$

$$G_i = \rho_i v_i^2 \quad (1.44)$$

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i \quad (1.45)$$

$$\gamma_s = \frac{\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i}{H_s} \quad (1.46)$$

donde

- $\rho_i$  es la densidad de masa del  $i$ -ésimo estrato
- $G$  es el modulo de rigidez del  $i$ -ésimo estrato
- $H_s$  es el espesor total del depósito estratificado o manto homogéneo equivalente
- $\gamma_s$  es el peso volumétrico equivalente del manto homogéneo

Las propiedades dinámicas del suelo se deben obtener a partir de exploraciones de campo y ensayos de laboratorio. El uso de correlaciones empíricas es recomendable sólo cuando han sido obtenidas con información geotécnica del lugar. Solo se emplearán para estudios preliminares o para fines de comparación con los valores determinados experimentalmente.

#### 3.1.5.2.1 Exploraciones de campo

*Método de Crosshole:*

El método de pozos cruzados o de Crosshole es quizá el método geotécnico más confiable para determinar in situ la variación con la profundidad de la velocidad de ondas de corte,  $V_z$ . Consiste en generar en las paredes de un pozo una excitación dinámica y medir en otro pozo cercano a la misma elevación el tiempo que la perturbación tarda en llegar. Conocidos el tiempo de viaje y la separación entre pozos, es posible determinar la velocidad de propagación de las ondas S y con ello el módulo de rigidez al corte,  $G_z$ . Las mediciones se hacen a varias profundidades o en distintos estratos de la formación de suelo. Entre las condiciones requeridas para obtener resultados confiables se encuentran las siguientes:

- a) Deben hacerse al menos dos pozos de medición espaciados de 3 a 5 m, asegurando su verticalidad ya que la distancia entre ellos es un parámetro que influye directamente
- b) La fuente debe generar una excitación primordialmente de ondas S, de manera que la detección de su llegada no sea confusa con la de las ondas P
- c) Los receptores deben estar orientados en la dirección del movimiento y en contacto perfecto con el suelo circundante
- d) Los sistemas de disparo y registro de la señal deben estar sincronizados

*Método de Downhole:*

El método de excitación en superficie y medición en pozo o de Downhole es la alternativa económica del método anterior. Para hacer esta prueba se requiere un solo pozo en que se instala el receptor. La fuente de excitación se coloca en la superficie a una distancia de 2 a 5 m. Al igual que en el método anterior, se genera una excitación primordialmente de ondas S, registrando el tiempo de viaje entre la superficie y el receptor. Posteriormente se grafica el tiempo de viaje contra la profundidad, de donde puede obtenerse  $V_z$ . Esta prueba es muy sensible a la ubicación de la fuente, ya que si se coloca muy cerca del pozo la difracción de ondas dificulta la identificación de la llegada de las ondas S. Al contrario, si la fuente se encuentra muy alejada, la trayectoria de las ondas puede no ser una línea recta. Con los métodos de Crosshole y Downhole es posible determinar simultáneamente las velocidades de ondas S y P, dependiendo del tipo de fuente de excitación.

*Método del cono sísmico:*

En este método se combinan los principios del método de Downhole con la prueba del cono de penetración. Dentro del cono se incorpora un pequeño sismómetro, colocado horizontalmente y orientado transversalmente a la fuente de excitación para detectar el componente horizontal de las ondas S. La mayor ventaja de esta técnica rápida es que no requiere de pozos de medición, pues el cono se va hincando en el suelo a la profundidad deseada. La prueba puede aprovecharse además para recabar información sobre la estratigrafía del sitio y, de forma indirecta, estimar los módulos de rigidez  $G_z$  y de elasticidad  $E_z$ , así como los parámetros de resistencia estática. Una limitante de la técnica es que puede no ser apropiada para varios tipos de suelo, como aquéllos que contienen gravas.

*Método de refracción sísmica:*

Este método consiste en medir el tiempo que tardan los primeros arribos de ondas sísmicas refractadas en los contactos entre formaciones de roca o suelo, supuestas en estratificación horizontal. El tiempo se mide desde que son generadas en el punto de tiro hasta que son detectadas por los geófonos, colocados en un tendido sobre la superficie del terreno. Los tiempos de viaje y las distancias entre los geófonos, así como el modelo de un medio estratificado, permiten determinar las velocidades sísmicas. Este método es adecuado para mediciones preliminares de grandes extensiones, o para inferir las velocidades de los estratos más profundos.

*Prueba de penetración estándar:*

Durante la ejecución de la prueba de penetración estándar se determinará, de forma cualitativa, la resistencia de los materiales a la penetración, mediante el número de golpes necesario para hincar la herramienta, obteniendo al mismo tiempo muestras alteradas. Con este sondeo se detectará la presencia de suelo compresible y susceptible de generar amplificaciones dinámicas. También es útil para determinar la posición y el espesor de estratos caracterizados por su dureza, así como la profundidad del basamento local. La prueba de penetración estándar es una de las pruebas geotécnicas de campo más comunes. Sin embargo, sus resultados sólo guardan correlación empírica con las propiedades dinámicas del suelo. Como se comentó, el uso de correlaciones empíricas es recomendable sólo cuando han sido obtenidas con información geotécnica del lugar. Para estudios preliminares o para fines de comparación con los valores determinados experimentalmente podrá emplearse la tabla 1.2 con que se estimarán las densidades y velocidades de propagación de ondas de corte del terreno a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar.

Tabla 1.2 Velocidad de ondas de corte a partir del número de golpes de la prueba de penetración estándar

Tipo de suelo	Número de golpes	$V_s$ (m/s)	$\gamma$ ( $t/m^3$ )
Roca	–	> 720	2.0
Suelo firme y denso	> 50	360	1.8
Suelo medio	15 – 50	180	1.5
Suelo blando	< 15	90	1.3

### 3.1.5.2.2 Ensayes de laboratorio

#### *Prueba de columna resonante*

Esta prueba dinámica es indudablemente la mejor técnica para determinar las velocidades de propagación  $V_s$  de ondas S y  $V_p$  de ondas P. Para efectuarla se utiliza un espécimen de suelo sujeto a vibraciones forzadas armónicas, axiales o torsionales, por medio de un dispositivo electromagnético. La frecuencia de la excitación inducida al espécimen se varía lentamente hasta alcanzar la condición de resonancia. La frecuencia resonante está en función de la rigidez del suelo, la geometría de la muestra y las condiciones de frontera del aparato empleado. En esta prueba puede determinarse el amortiguamiento del material por medio de la técnica del decremento logarítmico para el caso de vibraciones libres. Para vibraciones armónicas forzadas, el amortiguamiento material se puede obtener aplicando la técnica del ancho de banda o la potencia media (Gazetas, 1991).

#### *Prueba de pulsos ultrasónicos:*

Esta prueba consiste en propagar una onda de corte o de compresión a través de un espécimen cilíndrico de suelo. El ensaye se puede hacer aplicando presión confinante a la muestra. La prueba se desarrolla generando una onda en uno de sus extremos y registrando su arribo en el otro utilizando cristales piezoeléctricos. Conocidos el tiempo de viaje y la longitud de la muestra, puede determinarse  $V_s$  o  $V_p$ , dependiendo de la onda generada. La determinación exacta del tiempo de llegada de la onda hace necesario el uso de un osciloscopio. Los resultados que se obtienen han mostrado una gran similitud con los calculados mediante la prueba de columna resonante. Una ventaja de la prueba de pulsos ultrasónicos es que pueden determinarse ambas velocidades con una misma muestra.

#### *Pruebas cíclicas:*

En su forma estándar, las pruebas cíclicas (triaxial o corte simple) son apropiadas sólo para magnitudes de deformación medias y grandes ( $10^{-4} < \gamma_c < 10^{-1}$ ) y son utilizadas para determinar ciclos histeréticos esfuerzo–deformación. De estos ciclos es posible estimar valores efectivos del módulo de rigidez y la fracción de amortiguamiento, así como evaluar las características de degradación de la muestra.

### 3.1.5.3 Periodo dominante del sitio

El parámetro que refleja las características dinámicas más relevantes del subsuelo es el periodo predominante del sitio,  $T_s$ , que puede medirse directamente en campo o determinarse a partir de análisis dinámicos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades de los estratos. Aquí se deducirá una ecuación para  $T_s$  por medio del método de Rayleigh, usando una aproximación estática para el modo fundamental del depósito estratificado y haciendo una corrección empírica para predecir correctamente el valor del periodo fundamental de un manto homogéneo. Con ella se corrige la

deficiencia del criterio basado en el concepto del promedio de lentitudes, que no tiene en cuenta la disposición de los estratos en la formación de suelo.

Siguiendo una formulación energética propuesta por Gómez (2000), se tiene que la energía potencial del depósito de suelo en una configuración cualquiera está dada por:

$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} G(z) A \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz \quad (1.47)$$

Mientras que la energía cinética está dada por:

$$E_c = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} \rho_s(z) A \left| \frac{\partial W}{\partial t} \right|^2 dz \quad (1.48)$$

donde

- $H_s$  es el espesor de la estratigrafía
- $W$  es el desplazamiento lateral dependiente de  $z$  y  $t$
- $G$  es el módulo de rigidez al corte del suelo
- $A$  es el área transversal unitaria normal al eje  $z$
- $\rho_s$  es la densidad de masa del suelo en función de  $z$

La máxima energía potencial se obtiene cuando la configuración oscilatoria pasa por una posición extrema, sin velocidad; en tanto que la máxima energía cinética se obtiene cuando la configuración oscilatoria pasa por la posición central, sin deformación. Igualando las máximas energías potencial y cinética  $E_{p_{\max}} = E_{c_{\max}}$  se tiene que:

$$\int_0^{H_s} G(z) \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz = \int_0^{H_s} \rho_s(z) \left| \frac{\partial W}{\partial t} \right|^2 dz \quad (1.49)$$

Para movimiento armónico, se cumple la siguiente relación entre velocidad y desplazamiento máximos:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \omega W \quad (1.50)$$

Sustituyendo la ecuación 1.50 en la ecuación 1.49, se llega a:

$$\omega^2 = \frac{\int_0^{H_s} G(z) \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz}{\int_0^{H_s} \rho_s(z) W^2 dz} \quad (1.51)$$

Esta ecuación es conocida como el cociente de Rayleigh. Puede aplicarse a cualquier aproximación de la forma modal  $W$  para estimar razonablemente la frecuencia de vibración  $\omega$ .

Suponiendo que el desplazamiento es una función discreta con valores conocidos en los nodos, la variación lineal en el  $n$ -ésimo estrato está dada por:

$$W(z) = \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{z_n - z}{h_n} W_{n-1} \quad (1.52)$$

donde

- $z_n$  es la coordenada del  $n$ -ésimo nodo
- $h_n$  es el espesor del  $n$ -ésimo estrato
- $W_n$  es el desplazamiento del  $n$ -ésimo nodo

Así se tiene que:

$$\frac{\partial W}{\partial z} = \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \quad (1.53)$$

Considerando las ecuaciones 1.52 y 1.53, la ecuación 1.51 se transforma en:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N G_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 dz}{\sum_{n=1}^N \rho_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{z_n - z}{h_n} W_{n-1} \right|^2 dz} \quad (1.54)$$

donde

- $G_n$  es el módulo de rigidez al corte del  $n$ -ésimo estrato
- $\rho_n$  es la densidad de masa del  $n$ -ésimo estrato
- $N$  es el número de estratos

Las integrales que aparecen en el numerador y denominador de la ecuación 1.54, se resuelven como:

$$\int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 dz = \frac{(W_n - W_{n-1})^2}{h_n} \quad (1.55)$$

$$\int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{z - z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{z_n - z}{h_n} W_{n-1} \right|^2 dz = \frac{h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2) \quad (1.56)$$

Sustituyendo las ecuaciones 1.55 y 1.56 en la ecuación 1.54, se llega a:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{G_n}{h_n} (W_n - W_{n-1})^2}{\sum_{n=1}^N \frac{\rho_n h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \quad (1.56)$$

Por otro lado, la deformación de un estrato modelado como viga de cortante es igual a:

$$\delta_i = \frac{\tau_i}{G_i} \quad (1.58)$$

donde

$\tau_i$  el esfuerzo cortante

Aplicando estáticamente un esfuerzo unitario,  $\tau_i = 1$ , el modo fundamental del depósito se aproxima como:

$$W_n = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i} \quad (1.59)$$

En vista de que

$$W_n - W_{n-1} = \frac{h_n}{G_n} \quad (1.60)$$

La ecuación 1.57 se reduce a:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}}{\sum_{n=1}^N \frac{\rho_n h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \quad (1.61)$$

Mediante manipulaciones numéricas, la ecuación 1.61 se transforma en:

$$\omega^2 = \frac{3}{\left( \sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left( \sum_{n=1}^N \rho_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (1.62)$$

donde

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G_i}} \quad (1.63)$$

Como  $0 \leq w_n \leq 1$ ,  $w_n$  representa el modo normalizado, y el periodo del sitio  $T_s = 2\pi / \omega$ , resulta ser:

$$T_s = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \sqrt{\left( \sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left( \sum_{n=1}^N \rho_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (1.64)$$

Para el caso de un manto homogéneo  $H_s = h_1$  y  $v_s = (G_1 / \rho_1)^{1/2}$ . En consecuencia, de la ecuación 1.64 se obtiene el siguiente resultado:



$$T_s = \frac{2\pi H_s}{\sqrt{3} v_s} \quad (1.65)$$

Como el valor correcto debería ser  $T_s = 4H_s / v_s$ , hay necesidad de reemplazar  $2\pi / 3^{1/2}$  por 4 en la ecuación 1.64, con lo que se concluye:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left( \sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left( \sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (1.66)$$

donde

- $\gamma_n$  es el peso específico del n-ésimo estrato
- $g$  es la aceleración de la gravedad

Con este método, se obtiene una aproximación fidedigna del periodo dominante del terreno. Si con este valor de periodo se obtiene la velocidad efectiva del manto de suelo equivalente  $v_s = 4H_s / T_s$ , se pueden obtener valores de velocidad que pueden caer fuera del intervalo en que varían las velocidades de la estratigrafía. Esto es posible, ya que no se trata de un método basado en el promedio de velocidades o lentitudes, sino en una formulación energética.

### 3.1.6 FACTORES DEPENDIENTES DEL SITIO

En este Manual se propone el uso de factores dependientes del sitio para la construcción de los espectros de diseño. Con estos factores se toman en cuenta los efectos que intervienen en la amplificación dinámica de depósitos de suelo que se encuentren comúnmente en la práctica. Estos factores son:

- Factores de terreno rocoso
- Factores de comportamiento lineal del suelo
- Factores de comportamiento no lineal del suelo

De estos factores, sólo el primer grupo es independiente de las características del depósito de suelo. Se trata de la aceleración máxima en roca y de un factor que mide qué tan cerca o lejos se está de las fuentes sísmicas. Además, de estos dependen dos características del movimiento del depósito. Uno es la amplificación espectral del movimiento, que está relacionada directamente con su contenido energético: mientras más cerca se esté de la fuente sísmica, mayor será el contenido energético en alta frecuencia. El otro es el comportamiento no lineal del depósito de suelo: mientras mayor sea la intensidad del movimiento de excitación, mayores serán los efectos de la no linealidad.

Por su parte, los factores de comportamiento lineal del suelo son cuantías de la amplificación del movimiento en condiciones de suelo elástico. Con los factores de comportamiento lineal se introducen dos conceptos. El primero es la relación entre las aceleraciones máximas del suelo y de la roca. El segundo es la relación entre la aceleración máxima espectral y la aceleración máxima del suelo. Estos factores se determinaron a partir de los espectros de Fourier inferidos de los espectros de peligro uniforme en roca y de la función de transferencia de un estrato homogéneo apoyado en un semiespacio. Para ello se hizo uso de la Teoría de Vibraciones Aleatorias.

Finalmente, los factores de comportamiento no lineal del suelo se han introducido para tomar en cuenta dos conceptos en forma explícita e independiente. Por una parte, se tiene un factor para reducir las amplitudes del movimiento elástico debidas al aumento en el amortiguamiento, y por otra, se tiene un factor para incrementar el periodo dominante, y con ello modificar la meseta espectral, debido a la reducción del módulo de rigidez. Estos factores de no linealidad se obtuvieron con el modelo lineal equivale de un depósito de suelo, supuesto homogéneo, y con acelerogramas sintéticos deducidos a partir de los espectros de peligro uniforme en roca. A continuación se describe la metodología seguida para la determinación de estos factores.

### 3.1.6.1 Factores de terreno rocoso

Una vez establecidos los criterios para determinar el peligro sísmico, los factores de terreno rocoso dependen exclusivamente de las coordenadas geográficas del sitio de interés. Estos son la aceleración máxima del terreno en roca y el factor de distancia:

#### 3.1.6.1.1 Aceleración máxima del terreno en roca $a_0^r$

En la sección 3.1.2 sobre el peligro sísmico en México se hace una descripción detallada de las hipótesis y de los criterios adoptados para determinar espectros de peligro uniforme en sitios arbitrarios del territorio mexicano. Como se señaló, el periodo de retorno asociado al valor de  $a_0^r$  que se recomienda utilizar para diseño es variable, dependiendo de la posición geográfica del sitio de interés. Para fines de su utilización en el Manual, este de valor de aceleración se determinará de mapas digitales construidos ex profeso. Se ha puesto la restricción que todas las aceleraciones en roca sean mayores que 0.02. Este valor se fijó para asegurar que en zonas de baja sismicidad (como en la península de Yucatán) los valores de aceleración no resulten excesivamente bajos.

#### 3.1.6.1.2 Factor de distancia $F_d$

El factor de distancia  $F_d$  es una mediada relativa de la distancia entre el sitio y las fuentes sísmicas. En general, un sitio se encuentra afectado por más de una fuente sísmica. Con el factor de distancia, en realidad se estará midiendo la sismicidad relativa en el sitio de interés con respecto a un sitio de referencia. Así, sitios muy alejados de las principales fuentes sísmicas del país, por ejemplo un sitio en Reynosa, Tamaulipas, tendrá un factor de distancia muy diferente que un sitio en Acapulco, Guerrero, en donde se tendrán significativos efectos de no linealidad de los materiales del suelo, además de un mayor contenido energético en alta frecuencia. Se busca dar variaciones suaves y continuas de estas particularidades del movimiento sísmico del terreno a lo largo del territorio mexicano. Por ello, se ha propuesto una forma funcional que sea directamente proporcional a la aceleración máxima en roca, que tiene variaciones suaves y continuas en el territorio mexicano.

### 3.1.6.2 Factores de comportamiento lineal

Para determinar los factores de comportamiento lineal del suelo se hizo uso de los siguientes conceptos:

- Función de transferencia de un estrato de suelo apoyado en un semiespacio (FTS)
- Espectro de Fourier de la excitación (EAF)
- Teoría de vibraciones aleatorias (TVA)

La FTS de un estrato sobre un semiespacio está dada por la ecuación 1.39. Es conveniente expresar la magnitud de esta función en la superficie del terreno,  $|\mathbf{H}_s(\omega)|$ , en términos del periodo dominante,  $T_s$ , del amortiguamiento material,  $\zeta_s$  y del contraste de impedancias mecánicas,  $p_s$ , de la siguiente forma:

$$|\mathbf{H}_s(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2\left(\frac{\omega T_s}{4}(1-i\zeta_s)\right) + p_s^2 \sin^2\left(\frac{\omega T_s}{4}(1-i\zeta_s)\right)}} \quad (1.67)$$

Por su parte, el movimiento de excitación se expresa mediante su EAF. Como primera aproximación puede optarse por definir el movimiento mediante ruido blanco. En este caso, el EAF estará dado por  $|A_0(\omega)| = 1$ . Si se opta por tomar como excitación un espectro de peligro uniforme, habrá que deducir el correspondiente EAF. Para ello, se puede hacer uso de la relación que existe entre el espectro de respuesta de pseudovelocidad para amortiguamiento nulo y el EAF de la aceleración del movimiento de la excitación. Estadísticamente, se sabe que las respuestas espectrales de pseudovelocidad no amortiguadas son envolventes del EAF. Con rigor, para cualquier tipo de señales, se ha demostrado que el EAF es casi siempre menor que el espectro de pseudovelocidad (Newmark y Rosenblueth, 1971). En combinación con esta similitud, para deducir espectros de pseudovelocidad  $S_v$  no amortiguados a partir de espectros de pseudoaceleración  $S_a$  amortiguados, en este caso espectros de peligro uniforme, se adaptó una correlación semiempírica propuesta en Newmark y Rosenblueth, 1971, dada por

$$|A_0(\omega)| \approx S_v(\omega) = \frac{S_a(\omega)}{\Omega} (1 + \lambda \zeta_e \Omega T_D)^k \quad (1.68)$$

donde

- $\Omega$  es la frecuencia natural angular del oscilador
- $T_D$  es la duración del movimiento
- $\zeta_e$  es el amortiguamiento del espectro de pseudoaceleración (nominalmente del 5%)
- $\lambda$  es igual a 0.6

Cuando  $\zeta_e \Omega T_D$  varía aproximadamente entre 8 y 40 se recomienda que  $k = 0.4$ . Para los máximos espectrales de peligro uniforme que se obtienen del estudio de peligro sísmico se cumple esta condición.  $S_a(\omega)$  es el espectro de peligro uniforme, ahora expresado como función de la frecuencia  $\omega = 2\pi / T_e$ , que se adoptará como frecuencia de excitación.

Finalmente, se hace uso de la TVA para estimar la respuesta sísmica en suelos blandos. En efecto, con la TVA es posible estimar el valor máximo en el tiempo asociado a una distribución de energía en la frecuencia, es decir, un EAF, más un valor de duración. En realidad, se inicia con el espectro de potencia, que se define como

$$A^2(\omega) = A(\omega) \times A^*(\omega) \quad (1.69)$$

donde

- $A(\omega)$  es el EAF de referencia y  $*$  denota conjugado

Para el depósito de suelo se tiene

$$A_s^2(\omega) = A_0^2(\omega) \times H_s^2(\omega) \quad (1.70)$$

donde

$A_0^2(\omega)$  es el espectro de potencia en la roca asociado al espectro de peligro uniforme

$H_s^2(\omega) = H_s(\omega) \times H_s^*(\omega)$ , donde  $H_s(\omega)$  está dado por la ecuación 1.39

De acuerdo con la TVA, el valor esperado de la pseudoaceleración máxima –denotado por  $E(Sa)$ – de un oscilador con periodo  $T_e = 2\pi / \Omega$  y amortiguamiento  $\zeta_e$  está dado por

$$E(Sa) = A_{rms} \times f_p \quad (1.71)$$

El término  $A_{rms}$  es la aceleración cuadrática media del oscilador. Este valor se estima mediante la ecuación

$$A_{rms} = \sqrt{\frac{m_0}{D_e}} \quad (1.72)$$

donde

$D_e$  es la duración del movimiento del oscilador

$m_0$  es el momento de orden cero asociado al espectro de potencia de las aceleraciones del oscilador dado por

$$A_e^2(\omega) = A_s^2(\omega) \times H_e^2(\omega) \quad (1.73)$$

Aquí  $H_e(\omega)$  es la función de transferencia del oscilador. Esta cantidad adquiere la forma

$$H_e(\omega) = \frac{\Omega^2}{\Omega^2 - \omega^2 + i2\zeta_e\Omega\omega} \quad (1.74)$$

Por su parte, el término conocido como factor pico  $f_p$ , se estima con la ecuación asintótica

$$f_p = f_n + \frac{\gamma}{f_n}; \quad \gamma=0.5772... \quad (1.75)$$

En que  $f_n = [2\ln(n)]^{1/2}$ , siendo  $n = 2\tilde{f} D_t$  el número de cruces por cero del movimiento. En esta igualdad  $D_t$  es la duración del movimiento del terreno y  $\tilde{f} = (m_2 / m_0)^{1/2} / 2\pi$  es la frecuencia característica. El término  $m_2$  es el momento de orden 2. Los momentos de orden  $k$  del espectro de potencia  $A_e^2(\omega)$  están dados por

$$m_k = \frac{1}{\pi} \int_0^\infty A_e^2(\omega) \omega^k d\omega \quad (1.76)$$

Para hacer uso de estas ecuaciones sólo resta definir las duraciones de los movimientos del terreno  $D_t$  y del oscilador  $D_e$ . La duración  $D_e$  puede determinarse haciendo uso de la aproximación propuesta por Joyner, (1984). Si  $r_e = D_t / T_e$ , se tiene que

$$D_e = D_t + \frac{T_e}{2\pi\zeta_e} \frac{r_e^3}{r_e^3 + 1/3} \quad (1.77)$$

Es racional suponer que la duración del movimiento del terreno  $D_t$  en un depósito de suelo blando está controlada al menos por dos conceptos, es decir  $D_t = D_r + D_s$ . El primero se debe a la duración del movimiento en el terreno firme o rocoso  $D_r$ . El segundo concepto es el incremento debido a la resonancia típica en los depósitos de suelo blando  $D_s$ . Para determinar esta duración se calibró una adaptación de la ecuación 1.77. Si  $r_s = D_t / T_s$ , se tiene que

$$D_s = \frac{T_s}{2\pi\zeta_s + 4p_s} \frac{r_s^3}{r_s^3 + 1/3} \quad (1.78)$$

Al combinar estos resultados se tiene que la duración del movimiento del terreno se puede estimar como

$$D_t = D_r + \frac{T_s}{2\pi\zeta_s + 4p_s} \frac{r_s^3}{r_s^3 + 1/3} \quad (1.79)$$

### 3.1.6.2.1 Factor de sitio

El factor de sitio,  $F_s$ , es la relación que existe entre la aceleración máxima en la superficie del suelo supuesto con comportamiento lineal,  $a_0$ , y la aceleración máxima que se tendría en ese sitio si en la superficie se tuviera un afloramiento rocoso,  $a_0^r$ , es decir,

$$F_s = \frac{a_0}{a_0^r} \quad (1.80)$$

El cálculo de  $a_0$  se hizo tomando como excitación el espectro de potencia correspondiente al movimiento sobre la superficie del depósito de suelo, dado por la ecuación 1.70, sometido a la acción de ruido blanco y haciendo uso de la TVA. Los momentos de orden  $k$  se obtuvieron integrando la ecuación 1.76 hasta una frecuencia  $f_{\max}$ . Esta frecuencia está relacionada con la distancia a las fuentes sísmicas, es decir con el factor de distancia. Como primera aproximación se propuso que esta relación fuera directamente proporcional. Así, si se fija que  $f_{\max} = 12$  Hz para sitios con el mayor peligro sísmico ( $F_d = 1$ ), se tiene que para factores de distancia  $F_d = 1/3$ ,  $1/6$  y  $1/12$ , las frecuencias máximas de integración serán  $F_{\max} = 4$ ,  $2$  y  $1$  Hz. En la figura 1.20 se ilustran contornos de  $F_s$  como funciones del contraste de impedancias  $p_s$  y del periodo del terreno  $T_s$ . Estos contornos se obtuvieron para cuatro valores de  $F_d$  según la relación  $f_{sd} = T_s F_d^{1/2}$ , en que se hacen intervenir el periodo dominante del terreno y el factor de distancia. Con líneas suaves se indica la solución de referencia, que corresponde al uso de la TVA y al EAF del movimiento del suelo. Con líneas gruesas se indican los contornos obtenidos con interpolación lineal a partir de algunos valores seleccionados de los contornos de referencia para  $f_{\max} = 12$  Hz. Estos resultados muestran que el escalamiento de los periodos del terreno con el factor de distancia es correcto y que el uso de la interpolación lineal a partir de unos cuantos valores puede suministrar magníficos resultados.

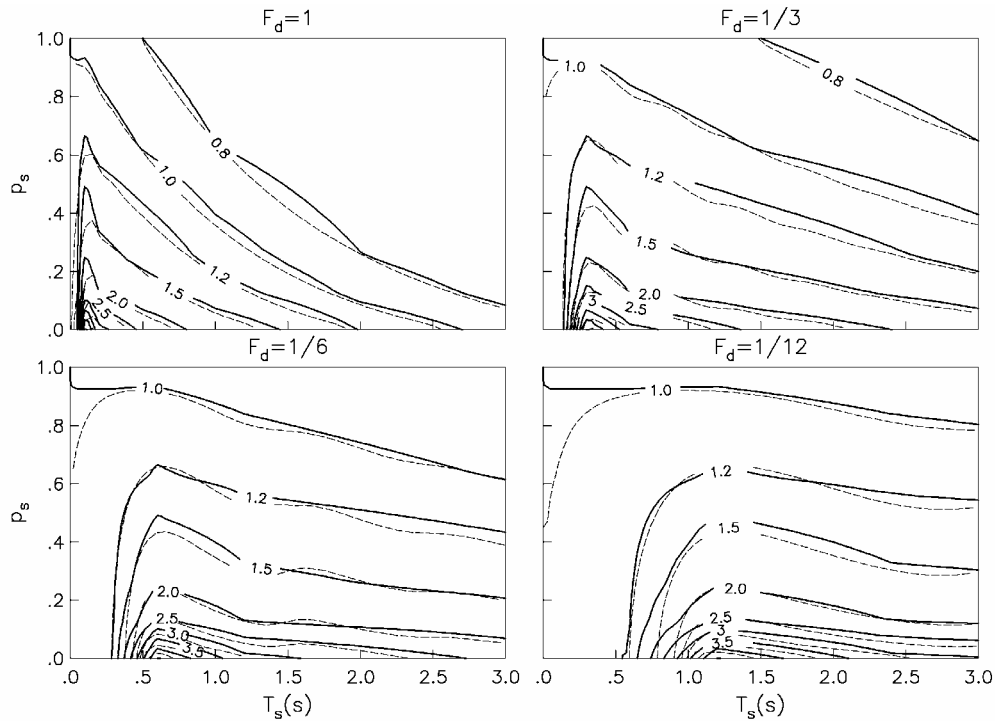


Figura 1.20. Contornos de  $F_s$  como función del contraste de impedancias  $p_s$  y del periodo del terreno  $T_s$ , para varios valores de  $F_d$ , según la expresión  $f_{sd} = T_s F_d^{1/2}$ . Con líneas delgadas discontinuas se indica la solución que corresponde al uso de la TVA y al EAF del movimiento del suelo. Con líneas gruesas se indican los contornos obtenidos mediante interpolación lineal de algunos valores seleccionados de los contornos indicados con líneas delgadas discontinuas para  $F_d=1$  ( $f_{max} = 12$  Hz).

### 3.1.6.2.2 Factor de respuesta $F_r$

El factor de respuesta,  $F_r$ , es la relación que existe entre la aceleración máxima espectral,  $c$ , y la aceleración máxima del terreno,  $a_0$ , es decir,

$$F_r = \frac{c}{a_0} \quad (1.81)$$

El cálculo de  $c$  se hizo tomando como excitación el espectro de potencia correspondiente al movimiento del oscilador en representación de la estructura desplantada sobre la superficie del deposito de suelo, dado por la ecuación 1.73, sometido a la acción de ruido blanco y haciendo uso de la TVA. Los momentos de orden  $k$  se obtuvieron integrando la ecuación 1.76 para varias frecuencias máximas  $f_{max}$ . Se encontró que los cocientes entre la respuesta espectral máxima (en el intervalo de periodos estructurales de interés, entre  $T_e = 0.05$  y  $3.0$  s) y la aceleración máxima del suelo  $a_0$ , no dependen significativamente de la frecuencia máxima de integración  $f_{max}$ . En la figura 1.21 se ilustran contornos de  $F_r$  como función del contraste de impedancias  $p_s$  y el periodo dominante del terreno  $T_s$ . Con líneas suaves se indica la solución de referencia, que corresponde al uso de la TVA y al EAF del movimiento del oscilador. Con líneas gruesas se indican los contornos obtenidos con interpolación lineal a partir de algunos valores seleccionados de los contornos de referencia. Al igual que los contornos de  $F_s$ , estos resultados muestran que el uso de la interpolación lineal a partir de unos cuantos valores puede suministrar magníficos resultados.

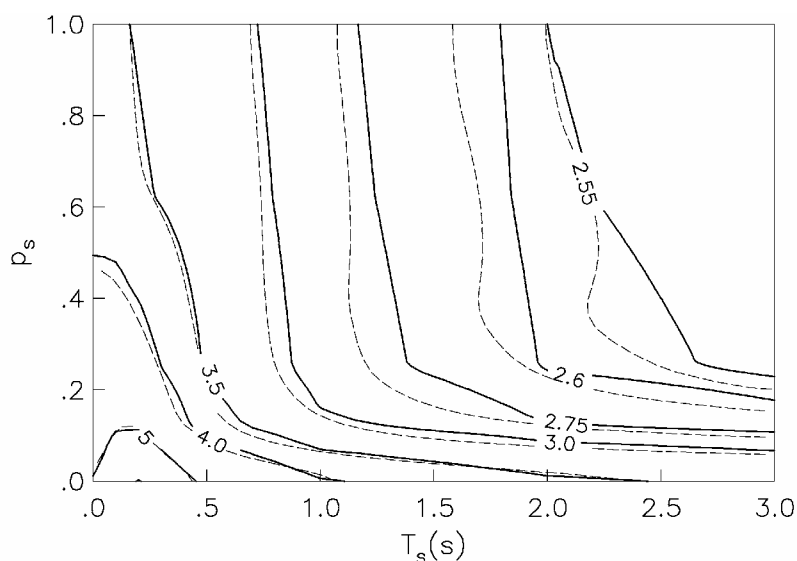


Figura 1.21 Contornos de  $F_r$  como función del contraste de impedancias  $p_s$  y del periodo dominante del terreno  $T_s$ . Con líneas delgadas discontinuas se indica la solución que corresponde al uso de la TVA y al EAF del movimiento del oscilador apoyado en la superficie del suelo. Con líneas gruesas se indican los contornos obtenidos mediante interpolación lineal de algunos valores seleccionados de los contornos indicados con líneas delgadas discontinuas.

### 3.1.6.3 Factores de comportamiento no lineal

Se ha observado que los suelos pueden presentar comportamiento no lineal en sus propiedades dinámicas para los niveles de deformación inducidos por temblores intensos. Es importante incluir este fenómeno en los estudios de amplificación dinámica del movimiento del terreno. Para ello, es necesario ajustar las propiedades dinámicas más relevantes del suelo de acuerdo con los niveles de deformación esperados para los estados límite de diseño, en particular, la prevención de colapso.

Para determinar las propiedades dinámicas de los suelos se emplean diferentes ensayos de campo y de laboratorio, dependiendo del tipo de material y del nivel de deformación impuesto. En la mayoría de las pruebas se verifica que el módulo de rigidez en cortante y el amortiguamiento interno son los parámetros más afectados por la no linealidad del suelo. Además, se sabe que estos parámetros son los de mayor influencia en la respuesta sísmica de depósitos de suelo. En Jaime, 1987, está ampliamente descrito el comportamiento dinámico de los suelos, así como los ensayos de campo y de laboratorio para determinar sus propiedades dinámicas.

Una manera directa de incluir la no linealidad del suelo es prescribir las relaciones cíclicas esfuerzo–deformación con base en las evidencias experimentales. Para ello, es necesario introducir dos conceptos: curva esqueleto y criterio de descarga–recarga. La curva esqueleto es la relación esfuerzo–deformación que se obtiene durante la carga inicial. Para deformaciones infinitesimales debe reflejar el comportamiento lineal del suelo. De hecho, la tangente a esta curva en el origen tiene como pendiente el módulo de rigidez inicial o máximo. A medida que aumentan las deformaciones, la pendiente de la tangente a la curva esqueleto va disminuyendo. Con el criterio descarga–recarga se describen las trayectorias esfuerzo–deformación que deben seguirse durante la descarga y la recarga. La curva esqueleto y el criterio de descarga–recarga constituyen un mecanismo sencillo para

la construcción de las relaciones cíclicas esfuerzo–deformación, como se ilustra en la figura 1.22 para comportamiento material de tipo Masing (Newmark y Rosenblueth, 1971).

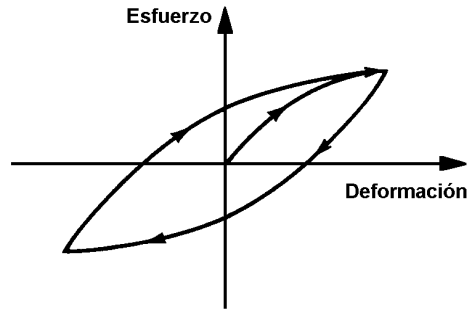


Figura 1.22 Curva esqueleto y criterio de descarga–recarga para comportamiento material de tipo Masing.

Las variaciones típicas de la no linealidad en el módulo de rigidez y el amortiguamiento interno pueden expresarse directamente como función de la deformación cíclica en cortante. Al emplear el método lineal equivalente (Seed e Idriss, 1970) se establece que el modelo de respuesta lineal es aplicable para comportamiento no lineal del suelo si el módulo de rigidez se aproxima como el módulo secante al origen en la curva esqueleto. Por su parte, la relación de amortiguamiento se toma proporcional al área del ciclo de histéresis, que es una medida de la capacidad de disipación de energía del material. En la figura 1.23 se muestra que el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento son función de la magnitud de la deformación del suelo: la rigidez disminuye y el amortiguamiento aumenta conforme aumenta la deformación.

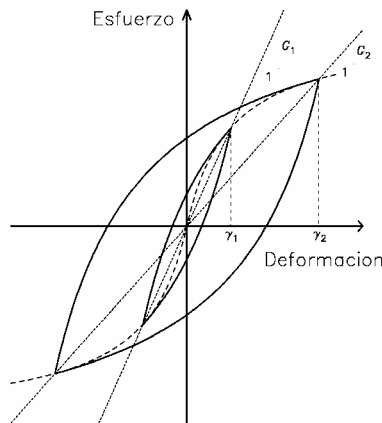


Figura 1.23 Comportamiento esfuerzo–deformación para dos niveles de deformación del suelo.

Los valores del módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento para la deformación impuesta se pueden estimar con las fórmulas de Hardin y Drnevich (1972)

$$\frac{G_c}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \gamma_c / \gamma_r} \tag{1.82}$$



$$\zeta_c = \zeta_{\max} \left( 1 - \frac{G_c}{G_{\max}} \right) \quad (1.83)$$

donde

- $G_c$  es el módulo de rigidez
- $\zeta_c$  es la relación de amortiguamiento del suelo, para la deformación cíclica  $\gamma_c$
- $G_{\max}$  es el módulo de rigidez máximo del suelo para pequeñas deformaciones
- $\zeta_{\max}$  es la relación de amortiguamiento máxima del suelo para grandes deformaciones
- $\gamma_r$  es la deformación de referencia del suelo para pequeñas deformaciones igual a  $\tau_{\max} / G_{\max}$
- $\tau_{\max}$  es el esfuerzo cortante máximo del suelo

Según la ecuación 1.83,  $\zeta_c$  debe interpretarse como el amortiguamiento que surge por efectos no lineales, puesto que para deformaciones infinitesimales  $G_c = G_{\max}$  y por consiguiente  $\zeta_c = 0$ . Al considerar el amortiguamiento viscoso del material, se tiene que

$$\zeta_{\text{total}} = \zeta_v + \zeta_c \quad (1.84)$$

donde

- $\zeta_{\text{total}}$  es el amortiguamiento total y está formado por  $\zeta_v$  y  $\zeta_c$  que son los amortiguamientos viscoso e histerético del suelo, respectivamente.

Las curvas que se obtienen con las ecuaciones 1.82 y 1.83 no reflejan completamente el comportamiento no lineal del suelo. No obstante, se acepta que los valores derivados para el módulo de rigidez y la relación de amortiguamiento representan los valores promedio que se tendrían ante la deformación impuesta por una excitación armónica.

Con base en resultados clásicos sobre el comportamiento no lineal del suelo (Seed e Idriss, 1970), se adaptaron las curvas de módulo de cortante dinámico y fracción de amortiguamiento crítico que se ilustran en las figuras 1.24 y 1.25 para suelos arcillosos y granulares, respectivamente. A partir de estas correlaciones se ajustaron relaciones empíricas para estimar los parámetros  $\gamma_r$  y  $\zeta_{\max}$  que son necesarios para la aplicación de las ecuaciones 1.82 y 1.83. Para arcillas saturadas se obtuvieron las siguientes ecuaciones en términos del índice de plasticidad  $I_p$ :

$$\gamma_{sr} = (5.24I_p - 48.65) \times 10^{-5} \quad (1.85)$$

$$\zeta_{s\max} = 0.25 \quad (1.86)$$

En tanto que para arenas y gravas se obtuvieron las siguientes ecuaciones en términos de la velocidad de ondas de cortante  $v_s$  (m/s):

$$\log \gamma_r = 0.29 - 1.43 \log v_s \quad (1.87)$$

$$\zeta_{s\max} = 0.2 + 0.1 \frac{v_s - 200}{800} \quad (1.88)$$

Cuando se conozcan las curvas de módulo de cortante dinámico y fracción de amortiguamiento crítico para suelos específicos, éstas se preferirán en lugar de las relaciones empíricas.

El método lineal equivalente consiste en partir con las propiedades elásticas del suelo y examinar las deformaciones que se tienen en un análisis dinámico ante una excitación. Después se hace uso de las ecuaciones 1.82 y 1.83, o se entra en las curvas consignadas en las figuras 1.24 y 1.25, o se emplean relaciones empíricas específicas y se adoptan los valores de velocidad de ondas de corte  $v_s = (G_s / \rho_s)^{1/2}$  y amortiguamiento  $\zeta_s$  compatibles con el nivel de deformación obtenido del análisis lineal inicial. Se continúa con estos valores de velocidad y amortiguamiento en un segundo análisis lineal y se examinan nuevamente las deformaciones con el propósito de determinar los parámetros dinámicos del suelo compatibles con el nivel de deformaciones. Típicamente, después de ocho iteraciones se llega a valores equivalentes de velocidad y amortiguamiento que reflejan el comportamiento no lineal del suelo ante las deformaciones impuestas por la excitación.

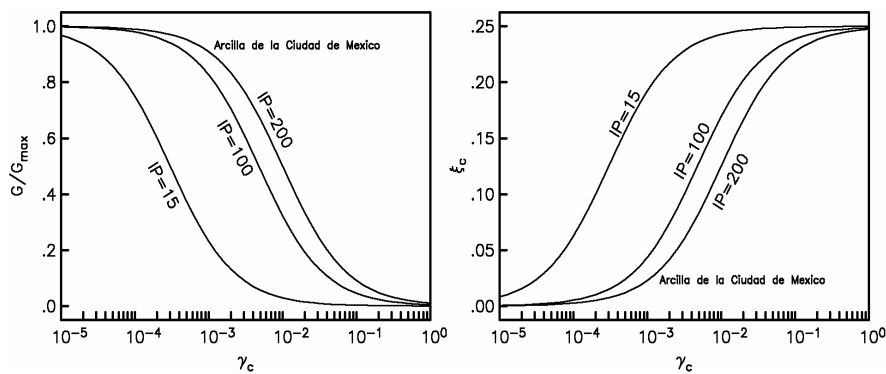


Figura 1.24 Variación del módulo de cortante y la fracción de amortiguamiento crítico con la deformación cíclica, para arcillas saturadas.

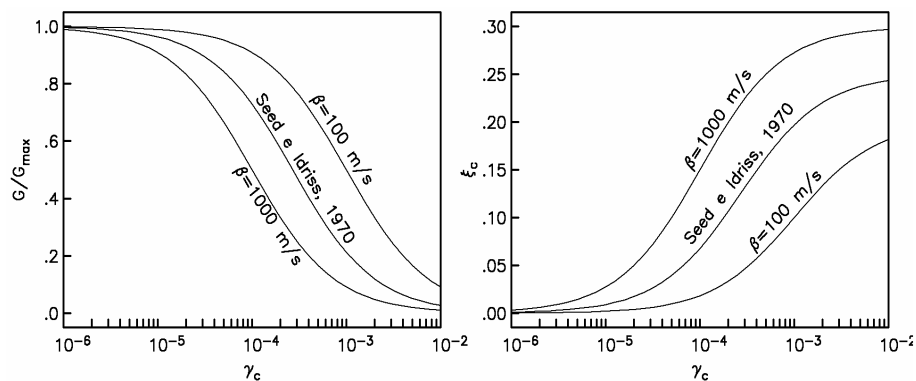


Figura 1.25 Variación del módulo de cortante y la fracción de amortiguamiento crítico con la deformación cíclica, para arenas y gravas.

### 3.1.6.3.1 Factor de no linealidad

El factor de no linealidad,  $F_{nl}$ , es la relación que existe entre la aceleración máxima espectral no lineal,  $c_{nl}$ , y la aceleración máxima espectral elástica,  $c$ , es decir,

$$F_{nl} = \frac{c_{nl}}{c} \tag{1.89}$$

El cálculo de  $c_{nl}$  se hizo tomando como excitación espectros de peligro uniforme correspondientes a diferentes factores de distancia  $F_d$  entre 0 y 1. De estos espectros de peligro uniforme se obtuvieron los correspondientes EAF de acuerdo con la ecuación 1.68. Con estos EAF se calcularon respuestas de osciladores desplantados sobre la superficie de depósitos de suelo de tipo granular y arcilloso con comportamiento no lineal. Los resultados se expresan en términos del cociente dado por la ecuación 1.89. En la figuras 1.26 y 1.27 se presentan estos resultados como funciones del periodo dominante del terreno,  $T_s$ , para suelos granulares y arcillosos, respectivamente. Estos se indican con líneas gruesas continuas. Se seleccionaron cuatro contrastes de impedancias,  $p_s$ , y siete factores de distancia,  $F_d$ . Para los suelos granulares se emplearon las relaciones dadas por las ecuaciones 1.87 y 1.88. Para suelos arcillosos se emplearon las relaciones dadas por las ecuaciones 1.85 y 1.86, tomando un índice de plasticidad  $I_p = 150$ . Este valor es conservador, pues los efectos de la no linealidad aparecerán a mayores deformaciones en comparación con índices de plasticidad menores.

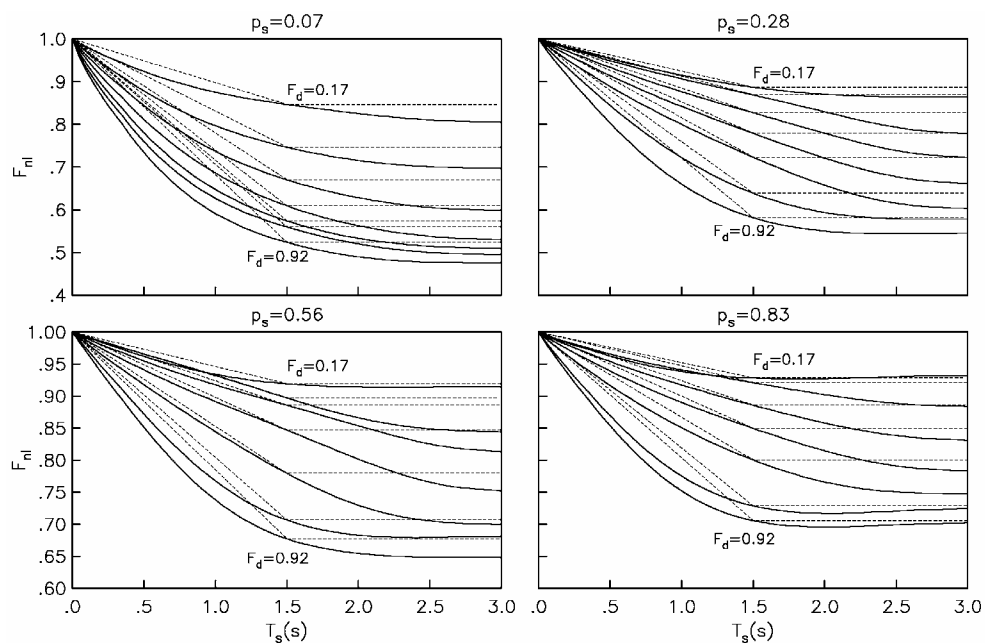


Figura 1.26 Variaciones del factor de no linealidad  $F_{nl}$  en suelos granulares.

Para ambos tipos de suelo se observa que cuando el periodo dominante tiende a cero, el factor de no linealidad,  $F_{nl}$ , tiende a 1, y que este se reduce a medida que el periodo aumenta. Así mismo, se observa que los efectos de la no linealidad en la respuesta máxima aumentan (factores  $F_{nl}$  más pequeños = reducciones mayores) cerca de las fuentes sísmicas, es decir, cuando el factor de distancia,  $F_d$ , tiende a 1. Para cada una de las curvas  $F_{nl}$  de las figuras 1.26 y 1.27, con línea delgada punteada se indica una aproximación práctica que es conservadora en todo el dominio estudiado. Esta aproximación es de la forma

$$F_{nl} = \begin{cases} 1 - \left(1 - F_{nl}'\right) \frac{T_s}{T_r} & \text{si } T_s \leq T_r \\ F_{nl}' & \text{si } T_s > T_r \end{cases} \quad (1.90)$$

donde

$T_r$  es un periodo de referencia igual a 1.5 s  
 $F_{nl}'$  es el valor constante que adquiere  $F_{nl}$  para periodos mayores que  $T_r$

A partir de este examen, es claro que el factor de no linealidad  $F_{nl}$ , con que se reducirán las ordenadas del espectro de diseño, por comportamiento no lineal del suelo, es función del periodo dominante del terreno,  $T_s$ , del contraste de impedancias,  $p_s$ , y de la intensidad del movimiento de excitación, implícito en el factor de distancia  $F_d$ .

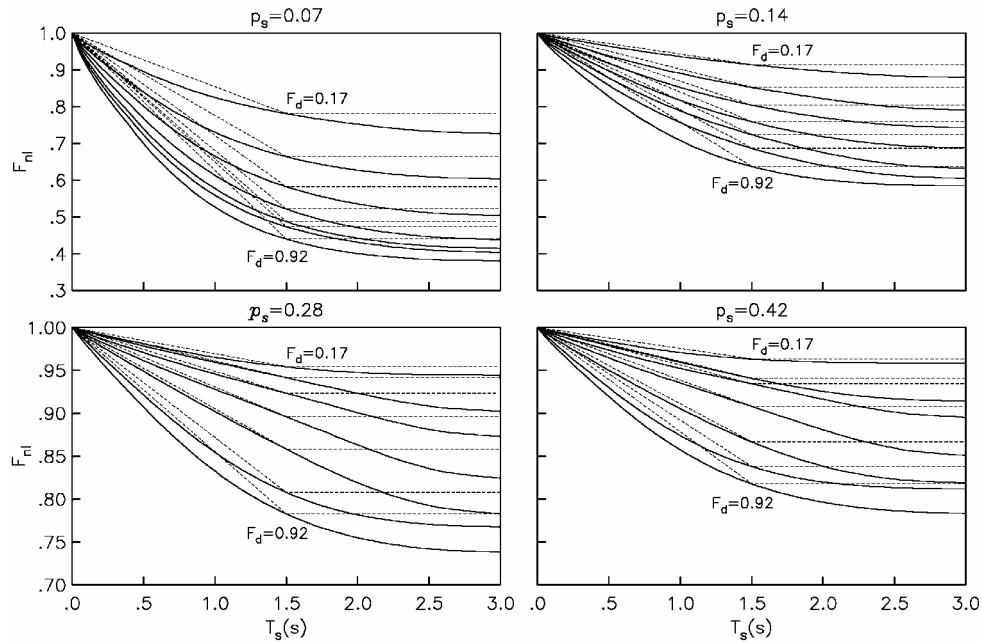


Figura 1.27 Variaciones del factor de no linealidad  $F_{nl}$  en suelos arcillosos.

En la figura 1.28 se ilustran, con líneas delgadas discontinuas, contornos de  $F_{nl}'$  como función del contraste de impedancias,  $p_s$ , y del factor de distancia  $F_d$ , correspondientes a suelos granulares y arcillosos. Con líneas gruesas continuas se indican los contornos obtenidos con interpolación lineal a partir de algunos valores de  $F_{nl}'$  seleccionados de los contornos referidos con líneas delgadas discontinuas. Como era de esperarse, los efectos reductores de la no linealidad del suelo se incrementan en depósitos de suelo blando (pequeños contrastes de impedancias  $p_s$ ), en sitios cercanos a las fuentes sísmicas (factores de distancia  $F_d$  cercanos a 1). En particular, para depósitos arcillosos muy blandos, caracterizados por contrastes de impedancias  $p_s < 0.2$ , y con periodos  $T_s < T_r$ , estos efectos de la no linealidad son significativamente mayores que los que se presentan en depósitos granulares con impedancia  $p_s$  comparable. Para contrastes de impedancias  $p_s > 0.5$ , estos efectos son del mismo orden, tanto en suelos granulares como arcillosos.

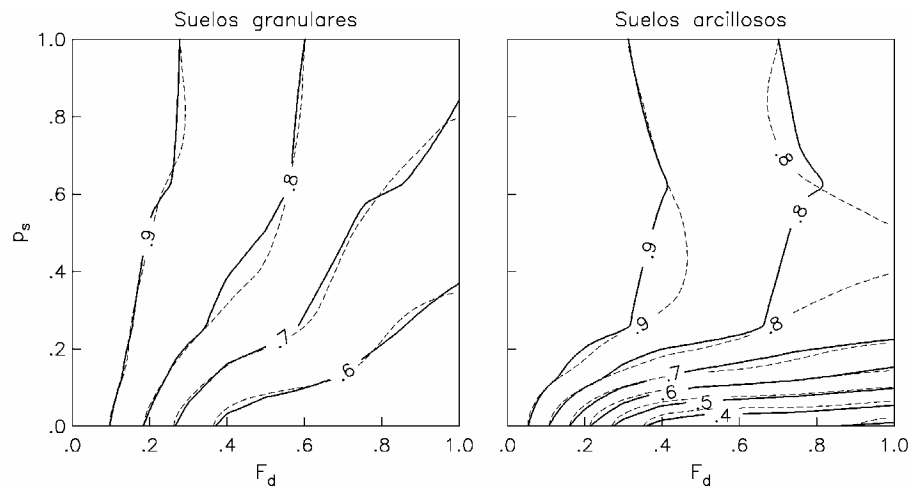


Figura 1.28 Contornos de  $F_{nl}'$  como función del contraste de impedancias  $p_s$  y del factor de distancia  $F_d$ . Con líneas delgadas discontinuas se indican los  $F_{nl}'$  obtenidos de curvas como las que se ilustran en las figuras 1.26 y 1.27. Con líneas gruesas se indican los contornos obtenidos mediante interpolación lineal.

### 3.1.6.3.2 Factor de velocidad $F_v$

El factor de velocidad,  $F_v$ , es la relación que existe entre la velocidad equivalente del suelo, compatible con el nivel de deformaciones,  $v_{nl}$ , y la velocidad del suelo en condiciones elásticas,  $v_s$ , es decir,

$$F_v = \frac{v_{nl}}{v_s} \quad (1.91)$$

Los valores de  $v_{nl}$  se obtuvieron del análisis no lineal descrito en la sección 3.1.6.3.1. En efecto, después de aplicar el método lineal equivalente, descrito en la sección 3.1.6.3, se obtiene la velocidad equivalente del depósito de suelo que es compatible con el nivel de deformaciones alcanzado durante la excitación sísmica. Los resultados se expresan, convenientemente, en términos del cociente dado por la ecuación 1.91. En las figuras 1.29 y 1.30 se presentan resultados análogos a los que se presentan en las figuras 1.26 y 1.27.

Para ambos tipos de suelo se observa que cuando el periodo dominante tiende a cero, el factor de velocidad,  $F_v$ , tiende a 1, y que este se reduce a medida que el que el periodo aumenta. Así mismo, se observa que los efectos de la no linealidad en la velocidad aumentan (factores  $F_v$  más pequeños = reducciones mayores) cerca de las fuentes sísmicas, es decir, cuando el factor de distancia,  $F_d$ , tiende a 1. Para cada una de las curvas  $F_v$  de las figuras 1.29 y 1.30, con línea delgada punteada se indica una aproximación práctica que es conservadora en todo el dominio estudiado. Esta aproximación es de la forma

$$F_v = \begin{cases} 1 - (1 - F_v') \frac{T_s}{T_r} & \text{si } T_s \leq T_r \\ F_v' & \text{si } T_s > T_r \end{cases} \quad (1.92)$$

donde

$T_r$  es un periodo de referencia igual a 1.5 s  
 $F_v'$  es el valor constante que adquiere  $F_v$  para periodos mayores que  $T_r$

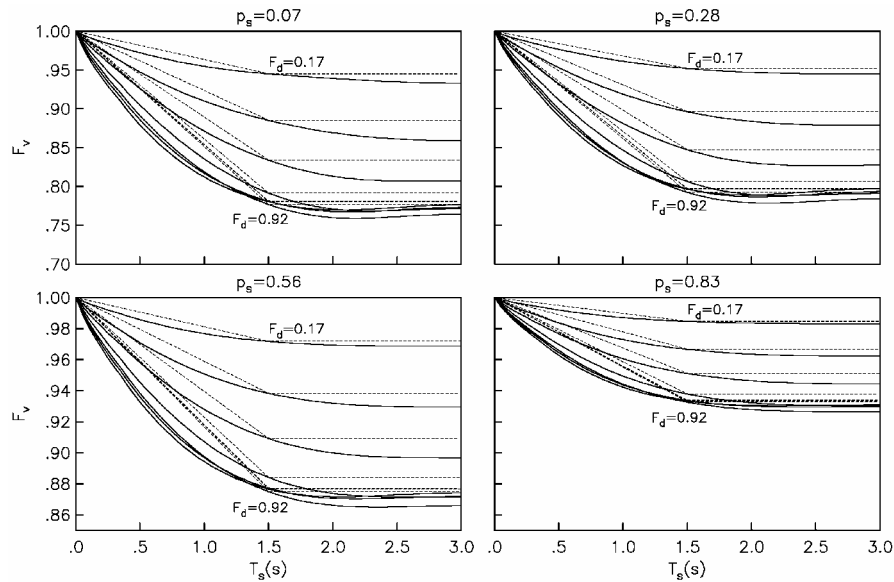


Figura 1.29. Variaciones del factor de velocidad  $F_v$  en suelos granulares.

A partir de este examen, es claro que el factor de velocidad  $F_v$  con que se reducirá la velocidad de propagación de ondas del suelo  $v_s$ , por comportamiento no lineal del suelo, es función del periodo dominante del terreno,  $T_s$ , del contraste de impedancias,  $p_s$ , y de la intensidad del movimiento de excitación, implícito en el factor de distancia  $F_d$ .

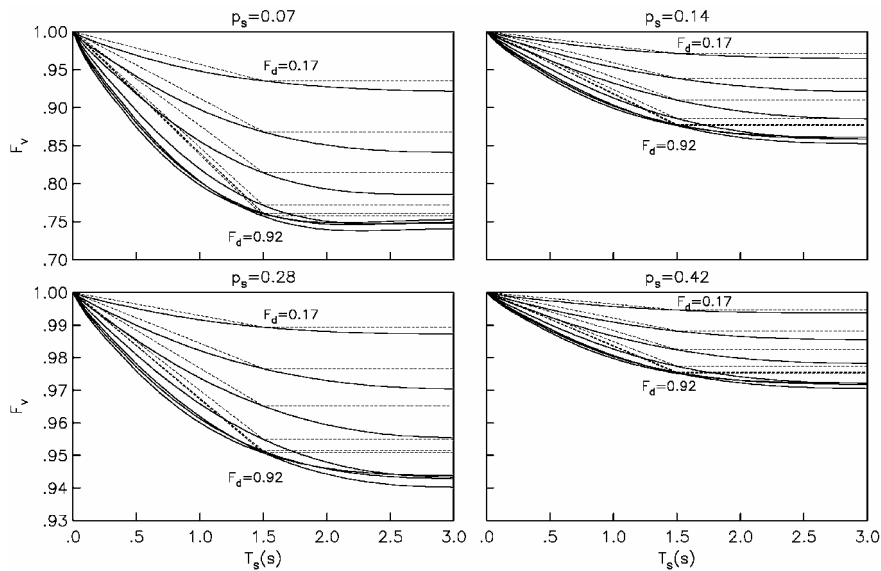


Figura 1.30. Variaciones del factor de velocidad  $F_v$  en suelos arcillosos.

En la figura 1.31 se ilustran, con líneas delgadas discontinuas, contornos de  $F_v'$  como función del contraste de impedancias,  $p_s$ , y del factor de distancia,  $F_d$ , correspondientes a suelos granulares y arcillosos. Con líneas gruesas continuas se indican los contornos obtenidos a partir de algunos

valores de  $F_v'$  seleccionados de los contornos referidos con líneas delgadas discontinuas y haciendo uso de la interpolación lineal. Nuevamente, los efectos de la no linealidad del suelo en la velocidad  $v_s$ , se incrementan en depósitos de suelo blando (pequeños contrastes de impedancias  $p_s$ ) en sitios cercanos a las fuentes sísmicas (grandes factores de distancia  $F_d$ ). Al igual que los contornos de  $F_s$  y  $F_r$ , los resultados ilustrados en las figuras 1.28 y 1.31 muestran que el uso de la interpolación lineal, a partir de unos cuantos valores, puede suministrar magníficos resultados.

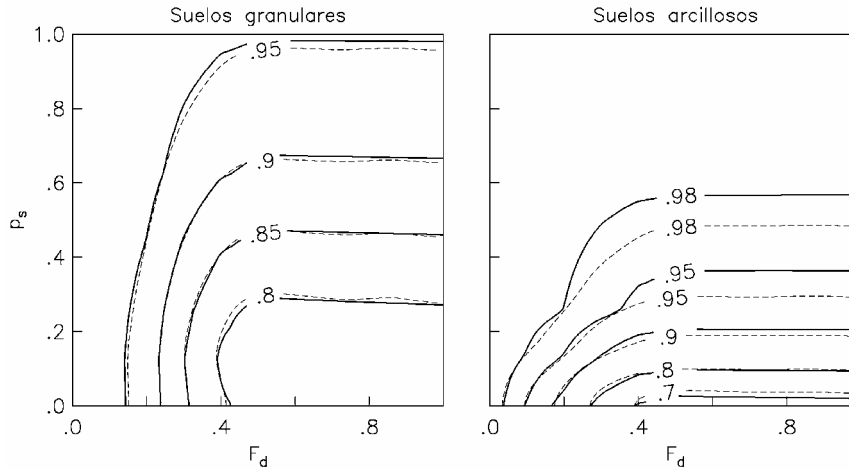


Figura 1.31 Contornos de  $F_v'$  como función del contraste de impedancias  $p_s$  y del factor de distancia  $F_d$ . Con líneas delgadas discontinuas se indican los  $F_v'$  obtenidos de curvas como las que se ilustran en las figuras 1.29 y 1.30. Con líneas gruesas se indican los contornos obtenidos mediante interpolación lineal.

### 3.1.7 ESPECTROS DE DISEÑO

Como puede anticiparse, los espectros de peligro uniforme tienen formas muy variadas, lo cual haría inconveniente su incorporación en normas o recomendaciones tal como están; es necesario entonces simplificar sus formas. Para ello, se ha elegido la siguiente forma paramétrica del espectro de aceleración,  $Sa(T_e)$ :

$$\frac{Sa(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a}; & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T_e < T_b \\ \beta c \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^r; & \text{si } T_b \leq T_e < T_c \\ \beta c \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^r \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2; & \text{si } T_e \geq T_c = \begin{cases} 2s & \text{si } T_b < 2s \\ T_b & \text{si } T_b \geq 2s \end{cases} \end{cases} \quad (1.93)$$

La forma del espectro suavizado depende de ocho parámetros:  $a_0$ , que es la aceleración máxima del terreno;  $c$ , que es la ordenada espectral máxima;  $T_a$ ,  $T_b$  y  $T_c$ , que son periodos característicos del espectro;  $\beta$  que es el factor de amortiguamiento,  $r$  que es el parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para  $T_b \leq T_e < T_c$ , y finalmente  $k$ , que es el parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para  $T_e \geq T_c$ . El valor  $r$  está comprendido en el intervalo  $0.5 \leq r \leq 1$ . Se trata de una relación adaptada de códigos mexicanos anteriores que para periodos del terreno menores que 0.5 s se especifica igual a 0.5, periodos del terreno mayores que 1.0 s se especifica igual a 1.0 y para periodos entre los límites de estos intervalos se especifica con una dependencia lineal con el periodo de sitio ( $r = T_s$ ).

El factor de amortiguamiento,  $\beta$ , permite modificar las ordenadas espectrales para tomar en cuenta otros niveles de amortiguamiento estructural, o bien, los efectos de la interacción suelo–estructura en el amortiguamiento. Su ecuación está dada por (Ruiz e Hidalgo-Toxqui, 2008).

$$\beta = \left( \frac{0.05}{\zeta_e} \right)^\lambda; \quad \text{con } \lambda = \begin{cases} 0.45 & \text{si } T_e < T_c \\ 0.45 \left( \frac{T_c}{T_e} \right) & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (1.94)$$

El usuario deberá calcular el factor  $\beta$  para el valor de amortiguamiento requerido en el diseño, ya sea por la naturaleza del proyecto estructural o por incluir los efectos de interacción suelo–estructura. En este último caso deberá tomar en cuenta que el periodo estructural especificado en la ecuación 1.94, corresponde al periodo estructural modificado por interacción, es decir, el periodo efectivo. Una vez determinado el factor de amortiguamiento,  $\beta$ , podrá modificar las ordenadas espectrales de acuerdo con la ecuación 1.93. Para amortiguamientos estructurales  $\zeta_e = 5\%$ , en ausencia de los efectos de interacción suelo–estructura, o bien, en los extremos del espectro de diseño ( $T_e = 0$  y  $T_e = \infty$ ) se tiene  $\beta = 1$ .

Las formas espectrales para  $T_e < T_b$  son las mismas que se han usado en los códigos mexicanos desde hace muchos años. Sin embargo, para  $T_e \geq T_b$  se propone una forma nueva que depende precisamente del valor de  $T_b$  (en vista de la condición impuesta en  $T_c$  según la ecuación 1.93). Si  $T_b < 3$  s se tiene un espectro de diseño de cuatro ramas, mientras que si  $T_b \geq 3$  s el espectro es de tres ramas, ya que la rama en el intervalo  $T_b \leq T_e < T_c$  desaparece, pues  $T_c = T_b$ . Con esta forma se tiene una descripción más adecuada de los espectros de desplazamiento en el intervalo de periodos en que  $T_e \geq T_c$ . Como se sabe, a periodos largos el desplazamiento espectral tiende a una constante, que es el desplazamiento máximo del suelo,  $D_{\max}$ . En vista de la relación entre pseudoaceleración y desplazamiento ( $S_d = S_a T_e^2 / 4\pi^2$ ), lo anterior sólo puede lograrse si el espectro de pseudoaceleración decae al menos como  $T_e^{-2}$  para periodo suficientemente largo. Las formas que estipulan prácticamente todos los reglamentos del mundo para el espectro de pseudoaceleración señalan un decaimiento más lento, que conduce a que el espectro de desplazamiento, en muchos casos, crezca indefinidamente con el periodo. Esto es inadecuado, especialmente donde pueden presentarse grandes desplazamientos espectrales para  $T_e \approx T_s$ , y desplazamientos considerablemente menores para  $T_e \gg T_s$ . Por ejemplo, el registro obtenido en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (componente EW) presenta un desplazamiento espectral máximo de 120 cm, y alrededor de 20 cm para  $T_e \gg T_s$ . Por ello, se busca que la forma espectral



propuesta para  $T_e \geq T_c$  conduzca a espectros de desplazamiento más realistas, y sea suficientemente rica como para representar, tanto espectros de desplazamiento típicos de terreno firme (donde se tienen cuatro ramas y  $k = 2$ ), como espectros de suelos muy blandos (donde se tienen tres ramas y  $k$  es sensiblemente menor que 1.0).

Este nuevo parámetro  $k$  tiene significado físico. En la ecuación 1.93 puede observarse que, independientemente del valor de  $k$ , cuando  $T_e$  tiende a infinito, el espectro de pseudoaceleración tiende a cero, pero el espectro de desplazamiento tiende a una constante ( $D_{\max} / g$ ) dada por:

$$\frac{D_{\max}}{g} = k \frac{cT_c^2}{4\pi^2} \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^{1/2} \quad (1.95)$$

$D_{\max}$ , el desplazamiento máximo del terreno, es independiente de  $\beta$  en vista de la ecuación 1.94. Si  $k \geq 1$ , el desplazamiento máximo espectral es el desplazamiento máximo del terreno. Si  $k < 1$ , el desplazamiento máximo espectral ocurre cuando  $T_e = T_c$ , y estará dado por:

$$\frac{Sd_{\max}}{g} = \beta \frac{cT_c^2}{4\pi^2} \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^{1/2} \quad (1.96)$$

De donde puede deducirse que el coeficiente  $k$  es justamente el cociente entre el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo modificado por  $\beta$ :

$$k = \frac{D_{\max}}{Sd_{\max}/\beta} \quad (1.97)$$

Para movimientos monocromáticos, conocidos como de banda angosta puede demostrarse que  $k = \beta_{a_0} / c$ , es decir,  $k = \beta / F_r$ , siendo  $F_r$  el factor de respuesta. Estos movimientos son típicos de depósitos de suelo muy blandos. Por ello, para suelos de este tipo será conservador especificar el coeficiente  $k$  como el valor máximo  $k = \max\{0.35, \beta / F_r\}$ .

### 3.1.7.1 Espectros de diseño para estructuras del Grupo A

En el estudio de optimización descrito en la sección 3.1.3.1.5, se encontró que el factor de importancia de 1.5, que se aplica para las estructuras del grupo A, conduce a coeficientes cercanos a los óptimos para la mayor parte del territorio mexicano. Este factor, obtenido para terreno rocoso, se adoptará ante cualquier condición de suelo y con él se modificarán todas las ordenadas del espectro de diseño para el estado límite de colapso, pues se trata de prevenir la falla de estructuras de especial importancia. Para la prevención de daños, correspondiente al estado límite de servicio en estructuras del Grupo A, este factor no deberá tomarse en cuenta.

### 3.1.7.2 Espectros de diseño para el estado límite de servicio

En la sección 3.1.4.1 se encontró que un factor de reducción de 5.5, aplicado a los espectros de diseño de prevención de colapso de estructuras del Grupo B, conduce a coeficientes óptimos para el

estado límite de servicio. Particularmente, en este estado límite se busca prevenir el daño estructural. Para terreno rocoso, que es el tipo de terreno que sirvió de referencia para esta optimación, el factor 5.5 se adoptará para reducir todas las ordenadas del espectro de diseño. Para suelos deformables habrá que tomar en cuenta tanto la reducción de las ordenadas espectrales como el corrimiento de la meseta espectral debido a los efectos no lineales que se incluyen explícitamente en los espectros de colapso.

En este Manual, los espectros de colapso,  $S_{a_{col}}$ , y de servicio,  $S_{a_{ser}}$ , se construyen siguiendo las ecuaciones 1.12 a 1.19 de la sección de recomendaciones, considerando las particularidades del espectro de servicio dadas por las ecuaciones 1.21 a 1.23 de la misma sección. Considérese que el Factor de servicio,  $F_{ser}$ , se define como el cociente entre los espectros de colapso y de servicio, es decir

$$F_{ser} = \frac{S_{a_{col}}}{S_{a_{ser}}} \quad (1.98)$$

Para terreno rocoso  $F_{ser} = 5.5$  es constante. Para suelos deformables, este factor es una función del periodo estructural, que además, depende de los factores de comportamiento no lineal del suelo. Esta es una razón para adoptar espectros independientes para los estados de servicio y colapso, y con ellos realizar cálculos de respuesta estructural para cada estado límite en forma explícita. Este camino sustituye al enfoque en que sólo se realizan cálculos para el estado de prevención de colapso y, posteriormente, se realizan correcciones para determinar los desplazamientos en la revisión del estado límite de servicio.

### 3.1.7.3 Espectros de diseño de sitio

En estos comentarios se ha descrito la forma en que se han obtenido espectros de respuesta y a partir de ellos, espectros de diseño. El procedimiento se resume en el uso de varias tablas numéricas para tomar en cuenta las condiciones de terreno. Sin embargo, se podrá recalcularse todo o parte de estos resultados si se cuenta con una descripción explícita del peligro sísmico del sitio de interés, o bien se cuente con los parámetros dinámicos de una estratigrafía detallada y se realice el cálculo de las amplificaciones dinámicas debidas a las condiciones del terreno. Para ello, habrá que tomar en cuenta los efectos de la no linealidad y no aceptar reducciones menores que las que se recomiendan en este documento. Si es el caso, se calcularán espectros de respuesta para fracciones de amortiguamiento de 5% y ductilidades de  $Q=1, 1.5, 2, 3$  y  $4$ , según se requiera. Con estos espectros de respuesta se ajustarán los parámetros del espectro de diseño (ecuación 1.93). También se calcularán espectros de respuesta para la fracción de amortiguamiento de interés y se revisará que el espectro de diseño, modificado con la ecuación 1.94 para considerar fracciones de amortiguamiento distintas al 5%, cubra las ordenadas de del espectro de respuesta objetivo.

### 3.1.8 ACELEROGRAMAS REPRESENTATIVOS DEL PELIGRO SÍSMICO

Para el análisis paso a paso de varios tipos de estructura es recomendable el uso de temblores reales porque estos, siendo de intensidad moderada, preservan las características de la fuente sísmica, del trayecto que sigue el campo ondulatorio hasta el sitio en que fue registrado y, especialmente, de las

condiciones locales del terreno. Estos registros pueden emplearse como funciones de Green empíricas para ser escalados a magnitudes de sismos de mayor tamaño. El escalamiento debe ser congruente con el peligro sísmico aceptado para el sitio. Por ello, cada registro deberá escalarse de acuerdo con la magnitud que se especifica para la fuente sísmica que le dio origen y que, se espera, sea excedida en el periodo de retorno asociado al diseño óptimo de estructuras en el sitio. Los detalles acerca del empleo de registros de aceleración como funciones de Green empíricas puede consultarse en los trabajos de Hartzell (1978) y Ordaz *et al*, (1993). Se requiere entonces que el sitio esté instrumentado. De no ser así, se hará uso de acelerogramas sintéticos. Estos acelerogramas se construirán con algún criterio que garantice que las ordenadas espectrales de respuesta, de cada simulación, describan los detalles del peligro sísmico estipulado mediante el espectro de diseño, para ello, se sugiere consultar los trabajos de Der Kiureghian y Neuenhofer (1991), Park (1995) y Pérez Pérez y Ordaz (2003). Finalmente, en el programa PRODISIS se tiene la opción de generar un acelerograma sintético cuya contenido de frecuencias se deduce del espectro de diseño de sitio, que contiene las amplificaciones dinámicas del terreno.

### 3.1.9 INTERPOLACIÓN LINEAL CON DOS PARÁMETROS

En la sección 3.1.5 de Recomendaciones se han descrito diversos factores. Algunos de ellos deben obtenerse a partir de los valores de tablas que dependen de dos parámetros. Para ello, se recomienda hacer uso de la interpolación lineal. A continuación se describe un sencillo algoritmo.

Supóngase que es de interés determinar el valor en las coordenadas  $(x, y)$  localizadas entre los nodos dados por las coordenadas  $(x_j, y_i)$ ,  $(x_{j+1}, y_i)$ ,  $(x_j, y_{i+1})$  y  $(x_{j+1}, y_{i+1})$ , y cuyas ordenadas corresponden a los valores  $F_{i,j}$ ,  $F_{i,j+1}$ ,  $F_{i+1,j}$  y  $F_{i+1,j+1}$ . Esta situación se ilustra en la figura 1.32, en que se indica la distancia relativa entre el punto de interés, con coordenadas  $(x, y)$  y el punto de referencia  $(x_j, y_i)$ , es decir  $dx$  y  $dy$ . De acuerdo con esto  $x_j < x < x_{j+1}$  y  $y_i < y < y_{i+1}$ .

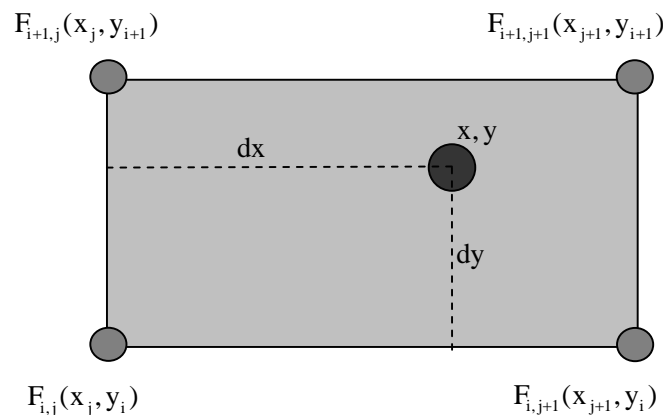


Figura 1.32 Esquema de interpolación lineal de la función  $F(x, y)$ .

Las distancias relativas se determinarán con las ecuaciones:

$$dx = \frac{x - x_j}{x_{j+1} - x_j} \quad (1.99)$$

$$dy = \frac{y - y_i}{y_{i+1} - y_i} \quad (1.100)$$

en tanto que la función F evaluada en (x, y),  $F_{y,x}$ , se determina mediante:

$$F_{y,x} = F_{i,j}(1 - dx)(1 - dy) + F_{i+1,j+1}dxdy + F_{i,j+1}dx(1 - dy) + F_{i+1,j}(1 - dx)dy \quad (1.101)$$

# **SECCIÓN 3.2**

## **CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS**

**ÍNDICE**

3.2.1	INTRODUCCIÓN.....	63
3.2.2	CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO.....	63
3.2.3	CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU ESTRUCTURACIÓN .....	63
3.2.4	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	64
3.2.5	FACTOR REDUCTOR POR DUCTILIDAD .....	64

### 3.2.1 INTRODUCCIÓN

La naturaleza de los temblores es a tal grado impredecible que un análisis probabilista del problema lleva a elegir cargas de diseño que sean función de la importancia de la estructura. La elección del temblor de diseño de manera probabilista equivale a aceptar un valor para la probabilidad de falla o daño de la estructura. Esta situación obliga a asignar un grado de seguridad a la estructura de acuerdo con su importancia, que debe basarse en una comparación entre los costos de la estructura diseñada para diversas intensidades, los valores esperados de los costos debidos a las posibles fallas y los beneficios que se deriven de la estructura mientras se encuentre en servicio. Sin embargo, para el diseño racional de las construcciones, deben tomarse en cuenta los aspectos relacionados con su estructuración, así como su desempeño ante sollicitaciones dinámicas, particularmente las producidas por grandes temblores.

### 3.2.2 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU DESTINO

El destino de las construcciones se ha propuesto como base para establecer la seguridad recomendable para la estructura, poniendo especial énfasis en tres aspectos:

- a) Evitar pérdidas de vidas humanas y lesiones a personas durante cualquier temblor
- b) Limitar las pérdidas de tipo económico o cultural ante todo sismo
- c) Lograr que a raíz de cualquier temblor sigan operando las estructuras que prestan servicios o cumplen funciones esenciales.

En general, la importancia de la estructura, de la cual depende la seguridad estructural, se valoró en términos de lo que ordinariamente significa para la sociedad, de las funciones que desempeñaría a raíz de un sismo catastrófico y de los daños que a personas y servicios pudiera ocasionar su falla. También se tomó en cuenta el peligro directo o indirecto que representa la falla de la estructura en la operación de la planta o funcionamiento del sistema al que pertenezca.

### 3.2.3 CLASIFICACIÓN DE CONSTRUCCIONES SEGÚN SU ESTRUCTURACIÓN

La clasificación de las construcciones según su estructuración se ha establecido a partir de las características estructurales que tienen peso en la respuesta sísmica de la estructura. Por razones prácticas, tal clasificación se limitó a considerar aquellas estructuras que resultan ser las más importantes desde el punto de vista sísmico, tanto por su vulnerabilidad a los temblores como por los efectos dinámicos originados por el movimiento del terreno.

Para distinguir entre los tipos de estructuras considerados, las construcciones se agruparon de acuerdo con los efectos sísmicos inherentes a ellas tales como son la generación de fuerzas de inercia laterales, fuerzas de inercia verticales debidas a la acción del componente horizontal del movimiento sísmico, pares de inercia debidos a la rotación de la masa de la estructura, fuerzas de inercia distribuidas continuamente, fuerzas hidrodinámicas, empujes de tierra y esfuerzos

provenientes de la diferencia o desfaseamiento del movimiento del terreno en distintos puntos de apoyo de la estructura, entre otros.

### 3.2.4 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO Q

Es impráctico pretender que las estructuras resistan los grandes temblores sin rebasar su intervalo de comportamiento elástico. Por ello, en la clasificación de las construcciones según su estructuración se ha tomado en cuenta, explícitamente, la ductilidad de las estructuras, separada de la estructuración misma.

No todo el exceso de la capacidad estructural real ante sismo con respecto a la calculada se debe a comportamiento dúctil. La mayoría de las estructuras posee reservas de capacidad ante carga sísmica no consideradas en el diseño convencional. Estas reservas extras son consecuencia de diversas situaciones tales como: a) el uso de factores reductores de la resistencia en el diseño, b) las resistencias reales de los materiales exceden en promedio a sus resistencias nominales, c) las fórmulas que se emplean para calcular la capacidad de la sección de un miembro estructural ante diversos tipos de sollicitación son siempre conservadoras y d) al redondear los cálculos en el diseño, sistemáticamente, se cometen errores del lado conservador, lo mismo que al escoger las dimensiones de los elementos estructurales.

En vista de lo anterior, la manera de caracterizar las estructuras de acuerdo con su capacidad para absorber energía es por medio del factor de comportamiento sísmico Q, que no solamente depende de la estructuración y ductilidad sino que también refleja reservas en capacidad estructural que actualmente no se pueden considerar explícitamente.

En la sección de comentarios elaborada para cada uno de los tipos de estructuración considerados en la tabla 2.2 de la sección de recomendaciones 3.2.3, se discuten los detalles que se deben satisfacer para adoptar los factores de comportamiento sísmico provistos para el diseño.

### 3.2.5 FACTOR REDUCTOR POR DUCTILIDAD

Los criterios contemporáneos de diseño admiten que la estructura tenga incursiones en el intervalo no lineal ante el sismo que caracteriza el estado límite de colapso. Esto permite limitar las demandas de fuerza en los elementos estructurales (para, por tanto, utilizar resistencias de diseño menores), a costa de que se presenten demandas de ductilidad limitadas y cierto nivel de daños provocados por la fluencia de algunas secciones de la estructura.

Para modelar el comportamiento no lineal, prácticamente todos los reglamentos del mundo están basados en análisis de un sistema de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico. Es con este modelo que se determina la resistencia necesaria para limitar las demandas de ductilidad a un valor especificado, que se llamará Q. Es usual expresar la resistencia necesaria para lograr una demanda de ductilidad dada,  $C(T_e, Q)$ , como una fracción de la resistencia necesaria para tener una demanda de ductilidad unitaria (comportamiento elástico),  $C(T_e, 1)$ . Ambas resistencias dependen del periodo estructural,  $T_e$ . Este cociente, llamado  $Q'$ , se calculará con la siguiente ecuación



$$Q'(T_e, Q) = \frac{C(T_e, 1)}{C(T_e, Q)} \quad (2.1)$$

La forma de la función  $Q'$  ha sido ampliamente estudiada en los últimos años (Krawinkler y Rahnama, 1992; Miranda, 1993; Miranda y Bertero, 1994). En particular, Ordaz y Pérez-Rocha, (1998) observaron que, bajo circunstancias muy generales,  $Q'$  depende del cociente entre el desplazamiento espectral,  $Sd(T_e)$  y el desplazamiento máximo del suelo,  $D_{\max}$ , de la siguiente manera:

$$Q'(T_e, Q) = 1 + (Q - 1) \left( \frac{Sd(T_e)}{D_{\max}} \right)^\alpha \quad (2.2)$$

Una versión simplificada de esta relación es la que se presenta a continuación:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \frac{T_e}{T_b}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (2.3)$$

donde

$$p = k + (1 - k) \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^2 \quad (2.4)$$

El periodo  $T_b$  es un parámetro del espectro definido en la sección de recomendaciones 3.1.6.3,  $\beta$  es el factor de amortiguamiento definido en la sección de recomendaciones 3.1.6.5, mientras que  $k$  es un parámetro que permite controlar la tendencia de los desplazamientos, definido en la sección de recomendaciones 3.1.6.4. Para llegar a la ecuación 2.3, que es una ligera variante de la ecuación 2.2, se examinó la siguiente expresión exacta con  $\alpha = 1/2$ , considerando la ecuación 1.95 de la sección de comentarios 3.1, y que  $Sd = Sa T_e^2 / 4\pi^2$ .

$$\left( \frac{Sd(T_e)}{D_{\max}} \right)^{\frac{1}{2}} = \begin{cases} \left( \frac{a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a} \left( \frac{T_c}{T_b} \right)^r}{ck} \right)^{\frac{1}{2}} \frac{T_e}{T_c} & T_e \leq T_a \\ \left( \frac{\beta}{k} \left( \frac{T_c}{T_b} \right)^r \right)^{\frac{1}{2}} \frac{T_e}{T_c} & T_a < T_e \leq T_b \\ \left( \frac{\beta}{k} \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^r \right)^{\frac{1}{2}} \frac{T_e}{T_c} & T_b < T_e \leq T_c \\ \left( \frac{\beta}{k} p \right)^{\frac{1}{2}} & T_e > T_c \end{cases} \quad (2.5)$$

Nótese que la primera rama de la ecuación 2.5 parte del origen y crece como  $T_e^{3/2}$ . Por su parte, la segunda rama es una recta que, en el intervalo  $T_e \leq T_a$ , es una magnífica aproximación de la primera rama no lineal. Por ello, se dejó esta segunda rama para cubrir el intervalo  $T_e \leq T_b$ . Es decir, por sencillez se decidió hacer una variación lineal entre  $Q' = 1$  para  $T_e = 0$  y  $Q' = (\beta/k)^{1/2} (T_c/T_b)^{r/2-1}$  para  $T_e = T_b$ . De acuerdo con la ecuación 2.2, el valor máximo de  $Q'$  se presentará cuando  $Sd(T_e)$  sea máximo, que ocurre en  $T_e = T_c$ . En este periodo se tiene que  $Sd(T_e)/D_{\max} = \beta/k$ , de donde se desprende que, si  $\alpha = 1/2$ , el valor máximo de  $Q'$  es

$$Q'_{\max} = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \quad (2.6)$$

A diferencia de lo que ocurría con la reducción por ductilidad en el MDOC-DS93, en esta nueva versión el valor de  $Q'$  puede ser más grande que  $Q$ . De acuerdo con la ecuación 2.6, esto ocurre sólo cuando  $k < 1$ , que a su vez sucede para suelos blandos. El análisis de los registros obtenidos en zona de lago de la Ciudad de México producidos por el sismo del 19 de septiembre de 1985, permitió identificar por primera vez que, en suelos blandos,  $Q'$  puede ser mayor que  $Q$  en cierto intervalo de periodos (Meli y Ávila, 1988). Este hecho se ha verificado posteriormente analizando cientos de acelerogramas (Miranda, 1993; Ordaz y Pérez-Rocha, 1998). Para periodo muy largo ( $T_e \gg T_c$ ), puede verificarse con las ecuaciones 2.3 y 2.4 que, como lo exige la dinámica estructural,  $Q'$  tiende a  $Q$ .

# **SECCIÓN 3.3**

## **ESTRUCTURAS TIPO 1**

### **ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS**

## ÍNDICE

3.3.1	ESPECTROS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS TIPO EDIFICIO.....	69
3.3.1.1	Factor de comportamiento sísmico $Q$ .....	69
3.3.1.2	Valores de $Q$ y $Q'$ a emplear para fines de diseño.....	71
3.3.1.3	Reducción por sobrerresistencia, $R$ .....	72
3.3.1.4	Factor por redundancia, $\rho$ .....	74
3.3.1.5	Factor por comportamiento histerético degradante, $A_{cd}$ .....	76
3.3.1.6	Espectro de diseño reducido para el estado límite de prevención de colapso .....	77
3.3.1.7	Espectro de diseño para el estado límite de servicio .....	77
3.3.2	CONDICIONES DE REGULARIDAD .....	77
3.3.2.1	Estructuras regulares .....	77
3.3.2.2	Corrección por irregularidad.....	83
3.3.3	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS .....	84
3.3.4	MÉTODO SIMPLIFICADO .....	85
3.3.5	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	93
3.3.5.1	Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar $T_e$ .....	93
3.3.5.2	Valuación de fuerzas sísmicas estimando $T_e$ .....	93
3.3.5.3	Momentos torsionantes .....	94
3.3.5.4	Momentos de volteo .....	96
3.3.5.5	Efectos de segundo orden .....	96
3.3.5.6	Efectos combinados de los movimientos del terreno .....	97
3.3.5.7	Comportamiento asimétrico .....	100
3.3.6	ANÁLISIS DINÁMICO .....	101
3.3.6.1	Análisis modal espectral .....	101
3.3.6.2	Análisis paso a paso .....	104
3.3.6.3	Revisión por cortante basal.....	104
3.3.6.4	Efectos especiales .....	104
3.3.7	REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE .....	105
3.3.7.1	Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio).....	105
3.3.7.2	Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso .....	105
3.3.7.3	Rotura de vidrios .....	106
3.3.7.4	Separación con estructuras adyacentes .....	107
3.3.8	REVISIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	108

Este Manual considera esencialmente dos estados límites principales para el diseño sísmico de estructuras de edificios: a) el nivel de servicio, en el que se revisan las deformaciones para limitar los daños y, b) el nivel de prevención de colapso, en que se determinan las resistencias y se revisan las deformaciones para prevenir la falla estructural. Los choques contra estructuras adyacentes y rotura de vidrios se toman en cuenta en el nivel de prevención de colapso. Pueden existir casos donde se requiera recurrir a criterios complementarios para el diseño sísmico de este tipo de estructuras, no cubiertos en este Manual, por lo que en esos casos se puede consultar en libros reconocidos (Bazán y Meli, 1999) o justificarlos fehacientemente ante las autoridades o comités competentes en cada caso.

### 3.3.1 ESPECTROS PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS TIPO EDIFICIO

Los espectros de diseño descritos en la sección de recomendaciones 3.1 se construyen a partir de la aceleración máxima del terreno en roca y con factores con que se toma en cuenta la localización del sitio y la respuesta dinámica del terreno. En estos espectros no se considera en forma explícita las reducciones por ductilidad, redundancia o sobrerresistencia o comportamiento histerético inherentes a un tipo de estructura específico. Estos aspectos se tomarán en cuenta empleando factores explícitos para reducir por ductilidad, redundancia y sobrerresistencia y para corregir por comportamiento histerético degradante en estructuras ubicadas en suelos blandos.

Por otro lado, las ordenadas espectrales dependen del amortiguamiento. En el caso específico de edificios, se ha empleado tradicionalmente una fracción de amortiguamiento de 5% del valor crítico. Sin embargo, uno de los efectos importantes de la interacción suelo–estructura es la modificación de los periodos naturales del sistema y de su amortiguamiento, lo cual repercute directamente en la respuesta, ya sea incrementando o reduciendo su valor. Los efectos de interacción pueden ser en algunos casos igual o más importantes que aquellos inducidos por las condiciones locales del terreno. La manera de tomar en cuenta los efectos de interacción suelo–estructura se describen en la sección correspondiente de este Manual. Sin embargo, es conveniente incluir, en los espectros empleados para edificios, un factor de amortiguamiento,  $\beta$ , con que se consideran los efectos del amortiguamiento en la ordenada espectral. De esta manera, se podrá realizar esta corrección cuando se justifique emplear un amortiguamiento diferente al 5%.

#### 3.3.1.1 Factor de comportamiento sísmico Q

A continuación se comentan los requisitos que deben cumplir las estructuras tipo edificio para adoptar cada uno de los valores de comportamiento sísmico recomendados.

Al revisar los requisitos que se deben satisfacer para usar  $Q = 4$  debe ponerse énfasis en que:

1. Los marcos dúctiles tienen la capacidad de desarrollar las más altas ductilidades de todos los sistemas estructurales. La reducción en la ductilidad que puede desarrollarse cuando se recurra a muros o contravientos se ve contrarrestada por la doble línea de defensa que suministra el requisito de que los marcos, por sí solos, puedan resistir al menos la mitad de la fuerza cortante en cada entepiso, como si los muros y contravientos hubieran fallado totalmente. Para verificar este requisito, se debe comparar la fuerza cortante que le corresponde a los marcos con la fuerza

cortante total. En el análisis donde se tomen en cuenta los muros de concreto debe verificarse que estos sean continuos en su plano desde la cimentación, de lo contrario deben tomarse precauciones especiales.

2. Dada una capacidad en cortante, la energía que se disiparía ante la falla de los muros de mampostería sería apreciablemente menor que la disipada ante la falla de muros de concreto o contravientos de acero o concreto reforzado.
3. Una causa frecuente de falla en estructuras de varios pisos es la denominada planta baja débil o, con mayor generalidad, planta débil. No necesariamente ocurre cuando un entrepiso es más débil de lo que requeriría un código de construcción, sino cuando el resto de los entrepisos son demasiado resistentes. Dado un movimiento del terreno, la situación más favorable es aquella en que la disipación de energía por deformación inelástica se reparte uniformemente en todos los entrepisos. Si todos los entrepisos menos uno, o unos cuantos, están sobrediseñados, aquél o aquéllos que no lo estén tienen que encargarse de la totalidad de la energía que ha de disiparse en deformación inelástica, lo cual les impone una enorme demanda de ductilidad.

Para que pueda aprovecharse un factor de ductilidad elevado, hay que asegurarse de que en ningún entrepiso el cociente de la fuerza cortante resistente entre la actuante sea muy inferior al promedio. Una estimación burda de este cociente se puede obtener mediante la suposición de que la estructura se comporta como una de cortante. Así, la fuerza resistente de entrepiso se calcula como la suma de las fuerzas cortantes resistentes de las columnas más las de los muros.

4. Para que puedan desarrollarse altos factores de ductilidad y sus beneficios no se pierdan por deterioro, deben satisfacerse requisitos que se marcan en las normas técnicas para estructuras de concreto vigentes (NTCC-2004, 2004). Estos esencialmente tienden a asegurar, bajo la condición de que no se presente una falla frágil, que la capacidad de marcos y muros se alcanza por fluencia del acero de refuerzo longitudinal en tensión, o bien, del concreto en compresión si está debidamente confinado.

Si se utilizan marcos con contravientos, es importante tener en cuenta que, de acuerdo con la filosofía de diseño de la norma, los contravientos son los elementos que deben fallar primero, es decir, se diseña con una filosofía de contraviento más débil – viga débil – columna fuerte. Para lograrlo, deberá recurrirse a los criterios de diseño por capacidad donde, para este caso, deberán dimensionarse primero los contravientos, después las vigas y posteriormente las columnas y revisar los nudos. En el diseño tanto de columnas como de vigas es importante tomar en cuenta el nivel de carga axial que la configuración de los contravientos pueden imponerles (Godínez y Tena, 2007).

5. Tratándose de marcos metálicos, se deben satisfacer los requisitos para marcos con ductilidad alta que se fijan en las normas técnicas complementarias para estructuras metálicas vigentes (NTCEM-2004, 2004). En estructuras metálicas las limitaciones que tienden a asegurar su ductilidad sin deterioro significativo son tales que prácticamente impiden que se presenten fallas frágiles o por pandeo. El pandeo comparte con las fallas frágiles el hecho de que la capacidad disminuye rápidamente en cuanto se alcanza la carga máxima, que implica que se disipe poca energía en el proceso, sobre todo cuando la relación de esbeltez del contraviento es grande. Si se utilizan marcos con contravientos, al igual que para marcos de concreto, es importante asegurar que los contravientos sean los elementos que fallen primero utilizando criterios de diseño por capacidad, congruentes con una filosofía de diseño contraviento más débil – viga débil – columna fuerte (Tapia y Tena, 2007).

Los requisitos para el empleo de  $Q = 3$  son parecidos a los anteriores, salvo que pueden no satisfacerse el 1 ó el 3 y que, en vez de marcos de concreto reforzado, es aceptable que haya losas planas siempre que su diseño asegure el desarrollo de una ductilidad razonable para impedir fallas muy concentradas en las intersecciones losa–columna. A tal grado son vulnerables las losas planas que, siempre y cuando se cumpla con los requisitos establecidos en las normas técnicas para estructuras de concreto (NTCC-2004, 2004), no parece excesivamente optimista permitir  $Q = 3$ .

En los requisitos que permiten el uso de  $Q = 1$  a  $Q = 2$  debe considerarse la vulnerabilidad de los muros de mampostería, hechos con piezas huecas, es mayor que la de los muros fabricados con piezas macizas. En efecto, ante deformaciones relativamente pequeñas, se producen agrietamientos por tensión diagonal en los muros de mampostería y en el caso de mampostería de piezas, poco después se desprenden las paredes de los bloques que constituyen los muros de mampostería. Ello los hace particularmente frágiles.

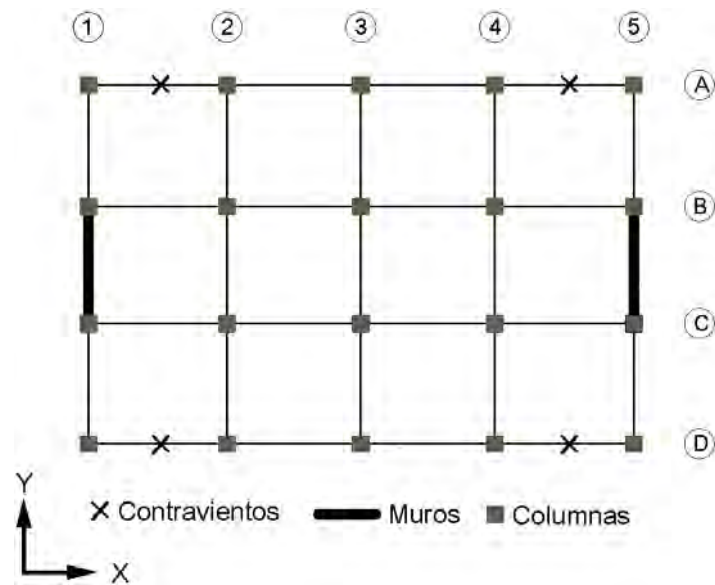
En todas las recomendaciones para los distintos valores de  $Q$ , se hace énfasis en que deben satisfacerse los requisitos establecidos en las normas técnicas complementarias correspondientes que sean vigentes, que al momento de la elaboración de este Manual son las NTCC-2004 (2004) para estructuras de concreto, las NTCEM-2004 (2004) para estructuras metálicas, las NTCM-2004 (2004) para estructuras de mampostería y las NTCMAD-2004 (2004) para estructuras de madera. Dado que las normas técnicas complementarias son objeto de revisiones periódicas, deberán utilizarse siempre las normas técnicas complementarias que estén más actualizadas.

### 3.3.1.2 Valores de $Q$ y $Q'$ a emplear para fines de diseño

Es común que en una estructura compleja se tengan, en una dirección de análisis dada, distintos sistemas estructurales resistiendo cargas laterales, por ejemplo, marcos a momento interiores con marcos contraventeados o con muros en el perímetro (figura 3.1). También puede ser que la estructuración cambie en elevación. Por ello, se establece que para fines de diseño, la reducción en la dirección de análisis debe ser uniforme y, por lo tanto, se tomará el valor mínimo de  $Q$  que corresponde a los diversos entrepisos y sistemas sismorresistentes de la estructura en la dirección de análisis.

También se reconoce que es común que en una estructura se utilicen dos sistemas estructurales con distintas capacidades de deformación lateral en direcciones ortogonales, por ejemplo, marcos dúctiles con contravientos en una dirección y marcos no dúctiles con muros en la dirección ortogonal, como se ilustra en la figura 3.1, por lo que en estos casos se podrá utilizar distintos valores de  $Q$  para cada dirección ortogonal, es decir,  $Q = 2$  en la dirección de los marcos no dúctiles con muros (eje  $Y$ ) y, dependiendo del balance de rigidez, resistencia y del detallado,  $Q = 3$  o  $Q = 4$  en la dirección de los marcos dúctiles con contravientos (eje  $X$ ).

Los conceptos relacionados con la reducción de fuerzas sísmicas por ductilidad,  $Q'$ , se discuten con detalles en la sección de comentarios 3.2.5.



4

Figura 3.1. Planta de edificio con distintas estructuraciones en direcciones ortogonales.

### 3.3.1.3 Reducción por sobrerresistencia, $R$

La existencia de sobrerresistencia estructural ha sido reconocida ya en diversos reglamentos de construcción en el mundo (Rosenblueth *et al*, 1989; NTCS-2004, 2004; FEMA-302, 1997; FEMA-368, 2001; ASCE-7, 2005; IBC-2006, 2006).

Existen diversas fuentes de sobrerresistencia. Se tiene, por un lado, que los valores nominales de las resistencias de los materiales son, por definición, generalmente menores que sus resistencias reales. Por otro lado, muchos de los modelos que se emplean para evaluar resistencias tienen simplificaciones del lado de la seguridad. Una discusión profunda de estos aspectos se presenta, por ejemplo, en Miranda (1991), Luaces (1995), Paulay (1996), Luna (2000) y Correa (2005), entre otras fuentes.

Quizás una de las fuentes más grandes de sobrerresistencia en muchas estructuras sea el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias. Las normas especifican que la estructura debe analizarse ante fuerzas reducidas por el factor  $Q'$  y debe suministrarse a las secciones una resistencia tal que se mantengan elásticas ante estas fuerzas. Por tanto, si una sección fluye ante las cargas reducidas, deberá aumentarse su resistencia hasta que esto no ocurra.

Se supone entonces que la resistencia nominal de la estructura es aquella con que ninguna sección fluye. En realidad, algunas secciones fluirán ante el sismo de diseño, y los requisitos normativos están orientados a que las demandas de ductilidad en estas secciones no sobrepasen su capacidad (Ordaz *et al*, 2003). Sin embargo, el comportamiento global de la estructura no es, en general, estrictamente elastoplástico, particularmente en estructuras con materiales que exhiben degradaciones de rigidez y/o de resistencia importantes, como el concreto reforzado y la mampostería. Sólo lo sería en estructuras hechas con materiales como el acero, si no se presentan fallas súbitas por fractura o pandeo y si todas las secciones fluyeran al mismo tiempo, que puede



ocurrir sólo en estructuras de pocos grados de libertad. Esto implica que la resistencia global real de la estructura es superior a la nominal.

La sobrerresistencia debería tomarse en cuenta cuando se evalúan las resistencias y no como un factor reductor de las cargas. Sin duda, este sería el procedimiento más racional. Sin embargo, esto implicaría cambios profundos en los criterios de análisis estructural y llevaría, casi seguramente, a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis. La alternativa que parece más viable por el momento es el análisis no lineal ante carga monótona creciente, también conocido coloquialmente como el “método del empujón” o “*pushover*”. Aunque se ha avanzado en el estudio de estos métodos de análisis, en este Manual se considera que aún existen limitaciones de índole práctico como para modificar los esquemas actuales de análisis (por ejemplo, suficiente disponibilidad de software comercial amigable, sobre todo para conducir análisis en tres dimensiones). En vista de lo anterior, se propone seguir aplicando la sobrerresistencia como un factor reductor del lado de las acciones.

La sobrerresistencia depende de muchos factores, entre los cuales se encuentran el sistema estructural empleado, el grado de hiperestaticidad, el detallado estructural y la variabilidad de las propiedades índice de los materiales con el tiempo y con la velocidad de aplicación de la carga. Siendo estrictamente rigurosos, aún no se dispone de suficientes estudios que permitan calcular la sobrerresistencia en función de unos pocos parámetros estructurales. Sin embargo, existen estudios que han permitido a varios reglamentos de diseño sísmico proponer valores indicativos.

Por ejemplo, en las NTCS–2004 (2004), la propuesta del valor índice se basa en estudios conducidos en sistemas de marcos de concreto reforzado y en ella se reconoce de manera indirecta en función del cociente  $T_e/T_a$  que la sobrerresistencia en estructuras de pocos niveles (periodo corto) es mayor que las de varios niveles (periodo largo) debido al mayor impacto que en el diseño estructural tiene la combinación con cargas verticales en este caso, lo cual lo han confirmado otros estudios recientes (Terán, 2005).

En los reglamentos de los Estados Unidos (FEMA–302, 1997; FEMA–368, 2001; ASCE–7, 2005; IBC–2006, 2006) se reconoce que la sobrerresistencia depende del sistema estructural, y por ello se proponen distintos valores o constantes a estructuras con base en muros de carga, con base en marcos a momento, con base en marcos contraventeados, etc.

En este Manual se propone entonces que la reducción por sobrerresistencia,  $R$ , dependa tanto del sistema estructural como del periodo estructural y está dada por la ecuación 3.1 de la sección de recomendaciones 3.3.1.3.

La propuesta se basa en los valores recomendados en las NTCS-2004 (2004) y en los reglamentos de los Estados Unidos (FEMA–302 1997, FEMA–368, 2001, ASCE–7, 2005, IBC–2006, 2006), además de estudios analíticos recientes realizados en estructuras diseñadas conforme a los lineamientos de los reglamentos de México para marcos no dúctiles (Luna, 2000; Luna y Tena, 2000; Terán, 2005) y dúctiles de concreto reforzado (Luaces, 1995; Luna, 2000; Correa, 2005; Terán, 2005; Tena y Correa, 2006; Gatica, 2007), para marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico (Tapia, 2005; Tapia y Tena, 2005), para marcos dúctiles de concreto reforzado con contraventeo concéntrico (Godínez y Tena 2007) y estudios experimentales en mesa vibradora de estructuras de mampostería confinada (Vázquez 2005).

Como se aprecia en la figura 3.2, la curva propuesta para  $R$  prácticamente coincide con la de las NTCS-2004 para  $R = 2$ . La mejora en esta propuesta es que se reconoce que hay otros sistemas estructurales que desarrollan mayores sobrerresistencias, en función del valor índice  $R_0$ , como se indica en esa misma figura. Sin embargo, cabe señalar nuevamente que deben seguirse conduciendo estudios para distintos sistemas estructurales que permitan en el futuro proponer factores de reducción por sobrerresistencia más adecuados para los distintos sistemas estructurales que se emplean en México.

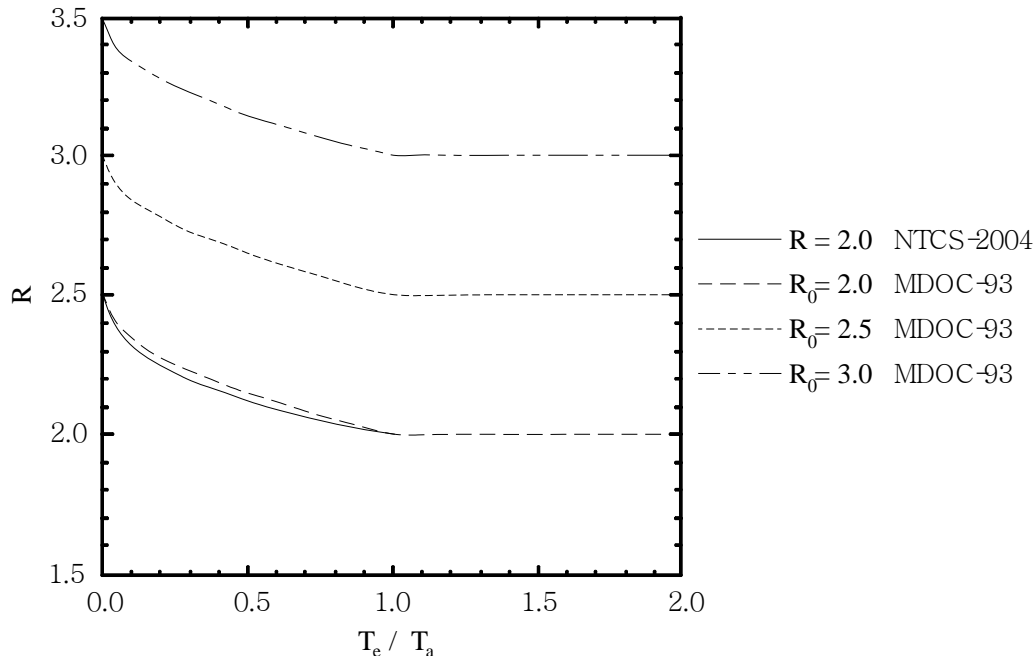


Figura 3.2. Propuesta del factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$

#### 3.3.1.4 Factor por redundancia, $\rho$

Es bien sabido que la estabilidad, la capacidad de deformación y la resistencia adicional de una estructura aumentan a medida de que ésta es más redundante, es decir, posee un mayor nivel de hiperestaticidad. A pesar de ello, han pasado muchos años para que los reglamentos de diseño sísmico introduzcan el concepto de factor por redundancia y, con base en ello, premien con reducciones mayores el diseño de estructuras más redundantes (de mejor comportamiento) y castiguen o desincentiven el diseño de los sistemas menos redundantes, de comportamiento más incierto, propensos a concentrar las deformaciones inelásticas y, con ello, a desarrollar menor ductilidad y/o resistencia adicional.

Es por ello que se incorpora el concepto de factor por redundancia,  $\rho$ . Este concepto fue inicialmente incluido en el reglamento UBC-97 (1997) y desde ese entonces el concepto ha evolucionado en las recomendaciones de diseño sísmico más recientes de los Estados Unidos (ASCE-7, 2005; IBC-2006, 2006).

La propuesta de corrección por redundancia considera que ésta ya ha sido de alguna manera tomada en cuenta indirectamente en los valores del factor de comportamiento sísmico  $Q$  y del factor de reducción por sobrerresistencia,  $R$ , por lo que se requieren hacer ajustes para los sistemas más

redundantes y menos redundantes. En todos los casos, se enfatiza que cualquier estructura debe poseer al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, por lo que no será aceptable estructurar edificios con una sola línea de defensa en la dirección de análisis, como pudiera ser, por ejemplo, una estructuración tipo péndulo invertido.

Las estructuraciones donde se propone que  $\rho = 1$  corresponden esencialmente a aquellas con la tipología más generalmente utilizada en estudios en los que se basan algunas de las propuestas de los factores de reducción por sobrerresistencia. Se solicita además un mínimo de dos crujías por marco. Esta última propuesta se hace con base en los resultados de un estudio donde se observa que edificios cuyo sistema resistente en una dirección está compuesto esencialmente por marcos con al menos dos crujías se comportan de manera satisfactoria ante acelerogramas asociados al sismo de diseño, sobre todo cuando se comparan con una estructura análoga pero cuyo sistema resistente en una dirección está compuesto esencialmente por marcos de una sola crujía (Tena, 2001b; Tena-Colunga, 2004).

Se propone  $\rho = 1.25$  para sistemas redundantes, donde tres o más marcos de tres o más crujías resisten al sismo actuante en una misma dirección. Estudios relativamente recientes sobre este tipo de sistemas han mostrado su estabilidad y que, por otra parte, son capaces de desarrollar demandas de deformación y factores de sobrerresistencia mayores a los propuestos en su diseño (Luna, 2000; Correa, 2005; Tapia, 2005; Gatica, 2007).

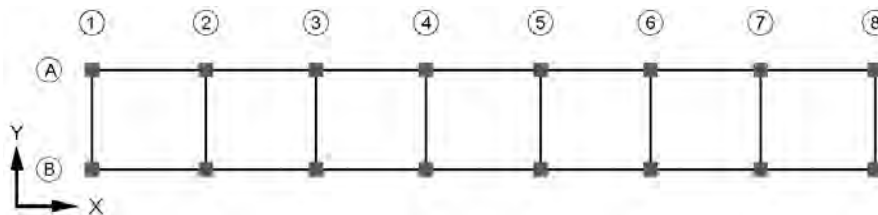
Se propone  $\rho = 0.8$  para los sistemas poco redundantes, como los marcos de una sola crujía tomando en cuenta lo siguiente: (a) la vulnerabilidad de este tipo de estructuraciones se ha puesto de manifiesto en muchos sismos recientes como en Northridge en 1994 o Kobe en 1995, particularmente si tienden a ser esbeltas, (b) esta estructuración tiende a concentrar la plasticidad y a que se formen mecanismos frágiles de piso débiles o mixtos con plasticidad concentrada en columnas en lugar del mecanismo deseado de viga-débil, columna fuerte, como se ha presentado en estudios de edificios diseñados conforme a reglamento y donde este tipo de estructuración tuvo un comportamiento insatisfactorio (Tena, 2001b; Tena, 2004) y, (c) algunos estudios conducidos en marcos de concreto reforzado de una sola crujía para estimar factores de sobrerresistencia han reportado valores de  $R = 1.5$  o inferiores para marcos diseñados con  $Q = 2$  (Terán, 2005), que resulta 75% inferior al valor mínimo recomendado  $R = 2$  obtenido en estudios de marcos de dos o tres crujías por lo menos.

Para ilustrar cómo se debe aplicar el concepto de factor por redundancia, considérense los dos edificios con base en marcos cuyas plantas se muestran en la figura 3.3. El primer edificio (figura 3.3a) cuenta con ocho marcos de una sola crujía en la dirección Y, por lo tanto, en la dirección Y deberá tomarse  $\rho = 0.8$ ; mientras que en la dirección X cuenta con dos marcos de siete crujías, por lo que en esta dirección deberá tomarse  $\rho = 1.0$ . El segundo edificio (Figura 3.3b), cuenta con ocho marcos de dos crujías en la dirección Y, por lo tanto, en la dirección Y deberá tomarse  $\rho = 1.0$ , mientras que en la dirección X cuenta con tres marcos de siete crujías, por lo que en esta dirección deberá tomarse  $\rho = 1.25$ . Este ejemplo ilustra el espíritu del factor por redundancia, dado que de la observación de la Figura 3.3 resulta claro que la estructura mostrada en la Figura 3.3b es más redundante que la mostrada en la Figura 3.3a, y esto se reconoce en el diseño en este Manual.

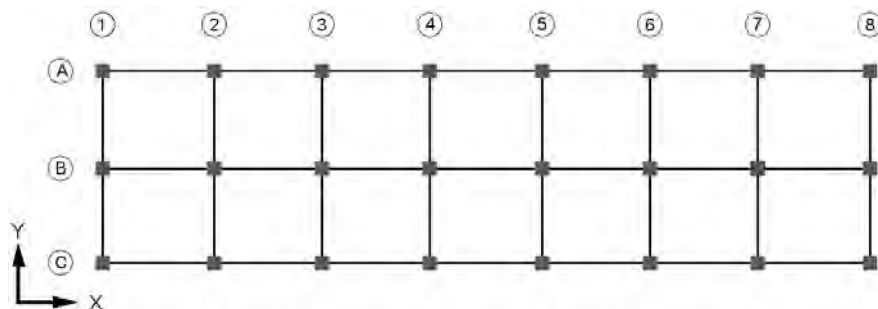
Para terminar de ilustrar el concepto, si uno considera al edificio de la figura 3.1, este cuenta con cinco marcos de tres crujías en la dirección Y, por lo tanto, en la dirección Y deberá tomarse  $\rho = 1.25$ ,

mientras que en la dirección  $X$  cuenta con cuatro marcos de cuatro crujías, por lo que en esta dirección también deberá tomarse  $\rho = 1.25$ .

Aunque la propuesta se basa en los resultados de varios estudios, también está basada en la intuición y la experiencia, por lo que es susceptible de revisión y de mejoras que se verán reflejadas en futuras revisiones de este Manual.



a) Edificio con marcos de una sola crujía en la dirección Y



b) Edificio con marcos de dos crujías en la dirección Y

Figura 3.3. Estructuras con distinto factor por redundancia,  $\rho$

### 3.3.1.5 Factor por comportamiento histerético degradante, $A_{cd}$

Se ha venido discutiendo con insistencia el hecho que las normas de diseño por sismo de México, en particular las NTCS-2004 (2004), no contemplan varias variables relevantes para el diseño de la resistencia lateral de estructuras ubicadas en terrenos blandos como los existentes en la ciudad de México, donde se presentan grandes duraciones del movimiento del terreno. Una de ellas es la no consideración explícita de las demandas acumuladas de deformación plástica, lo que resulta en una subestimación de la resistencia lateral de diseño de estructuras con periodo de vibración cercano al periodo del terreno (Terán, 2005). Además, como muchas de las disposiciones se han basado en estudios realizados en sistemas con comportamiento elastoplástico perfecto, no se toman en cuenta las particularidades del ciclo histerético y su efecto en las demandas de resistencia de las estructuras sismorresistentes, lo que puede resultar en una subestimación importante de la resistencia lateral de estructuras que exhiben comportamiento degradante y periodo menor al periodo del terreno (Terán, 2005).

Por ello es que se incluye ahora un factor de corrección por comportamiento histerético degradante  $A_{cd}$  para estructuras ubicadas en suelos blandos y que sean susceptibles a desarrollar comportamientos histeréticos con degradaciones de rigidez y/o resistencia, como son las estructuras de concreto reforzado y de mampostería, entre otras, basado en la propuesta de Terán (2005) que

concreta muchos estudios previos conducidos en México (Miranda y Ruiz, 1999; Terán y Espinoza, 2003; Terán y Jirsa, 2003) y a nivel mundial (Fajfar, 1992; Bertero, 1997; Panagiotakos y Fardis, 2001).

El factor propuesto está acotado a estructuras ubicadas en suelos blandos, dado que aún no existe una propuesta concreta para otros tipos de terreno.

### 3.3.1.6 Espectro de diseño reducido para el estado límite de prevención de colapso

Por su carácter transparente, los espectros de diseño suministrados por la ecuación 1.12 de la sección de recomendaciones 3.1.6, reflejan la totalidad del peligro sísmico esperado para estructuras del Grupo B. Para el estado límite de colapso, las aceleraciones espectrales tendrán que reducirse por ductilidad, sobrerresistencia y redundancia. Por lo tanto, si  $a$  es la aceleración espectral para el periodo estructural de interés, se tendría que  $a/Q'R_p$  sería la aceleración espectral reducida (figura 3.4). En terrenos blandos, se debe corregir por comportamiento histerético degradante, por lo que en este caso se tendría que  $aA_{cd}/Q'R_p$  sería la aceleración espectral reducida.

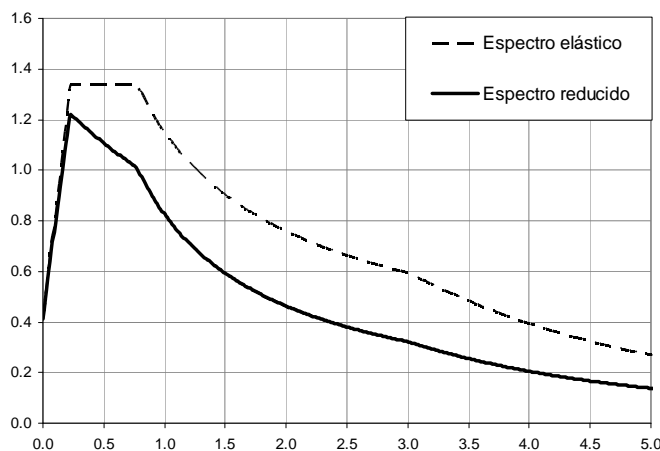


Figura 3.4. Espectro de diseño reducido.

### 3.3.1.7 Espectro de diseño para el estado límite de servicio

Para el estado límite de servicio deben emplearse las ordenadas espectrales elásticas del espectro de diseño especificado especialmente para revisar el estado límite de servicio en la sección de recomendaciones 3.1.6.7, sin reducciones por sobrerresistencia, redundancia o ductilidad. Los desplazamientos laterales que se calculen con las ordenadas del espectro de diseño de servicio, sin reducciones, serán desplazamientos reales.

## 3.3.2 CONDICIONES DE REGULARIDAD

### 3.3.2.1 Estructuras regulares

A partir de 1987 los reglamentos de diseño sísmico de México (NTCS-1987, 1987) introdujeron las disposiciones que se deben satisfacer para considerar a una estructura regular, siendo uno de los reglamentos pioneros en el mundo en introducir este concepto (Tena-Colunga, 1999).

Las condiciones de regularidad que se establecen para edificios desde ese entonces son el resultado de la intuición frecuentemente confirmada por la experiencia. El propósito de establecer límites de regularidad es considerar la mayor vulnerabilidad de las estructuras irregulares ante sismo, y establecer recomendaciones para incrementar su seguridad. Una presentación conceptual y profunda de cómo afectan las irregularidades el diseño sísmico de estructuras se presenta, entre otras fuentes, en Arnold y Reitherman (1986).

Con respecto a cada condición se pueden formular los siguientes comentarios:

1. Con la condición de simetría aproximada se tratan de limitar las torsiones que puedan presentarse, puesto que a pesar de que se tomen en cuenta las torsiones que pueden introducir las asimetrías, cuanto mayor es la torsión en una estructura, tanto mayor es la incertidumbre respecto a los resultados de los métodos de análisis y diseño aproximados establecidos en este Manual con respecto a la respuesta inelástica real esperada, sobre todo cuando se diseña para valores altos de  $Q$ .
2. A medida que crece la esbeltez de un edificio se incrementan los momentos de volteo, lo que lo que trae consigo mayor importancia de los efectos  $P-\Delta$ , deformaciones importantes en los entrepisos intermedios, la axialización excesiva de las columnas de esquina en los niveles inferiores en estructuras con base en marcos y problemas en la cimentación. De nuevo, ello implica incertidumbres mayores sobre los resultados del análisis y frecuentemente modos de falla más peligrosos. Se han observado fallas importantes y colapsos de estructuras de este tipo en varios sismos importantes, incluyendo el sismo del 19 de septiembre de 1985, el sismo de Northridge de 1994 y el sismo de Kobe de 1995. También existen estudios analíticos donde se reportan potenciales colapsos en estructuras que, entre otras irregularidades, son esbeltas (Tena, 2001b).
3. En edificios muy alargados, la mayor flexibilidad y la menor capacidad de los sistemas de piso, trabajando como diafragmas horizontales, pueden disminuir la eficiencia de los sistemas resistentes verticales, y aumentar la incertidumbre sobre los resultados del análisis e introducir nuevos modos de falla. Se han observado fallas importantes y colapsos de estructuras de este tipo en varios sismos importantes, incluyendo el sismo del 19 de septiembre de 1985. También existen estudios que corroboran la distinta respuesta de estructuras con plantas alargadas (Ju y Lin, 1999).
4. La presencia de entrantes o salientes (figura 3.5) puede ocasionar flexiones en los sistemas de piso con lo que se incurre en situaciones semejantes a las de edificios muy alargados (López y Raven, 1999; Ju y Lin, 1999). Asimismo, se disminuye la eficiencia de la estructura para resistir torsiones, ya sea que éstas provengan de asimetrías en masas, rigideces, amortiguamientos o resistencias, o sean inducidas por movimientos del terreno (Arnold y Reitherman, 1986). En otros casos, fomenta la concentración de esfuerzos cortantes y de tensión en las esquinas (plantas en Y, L, T), incluyendo plantas con esquinas entrantes (cajón, I, cruz).

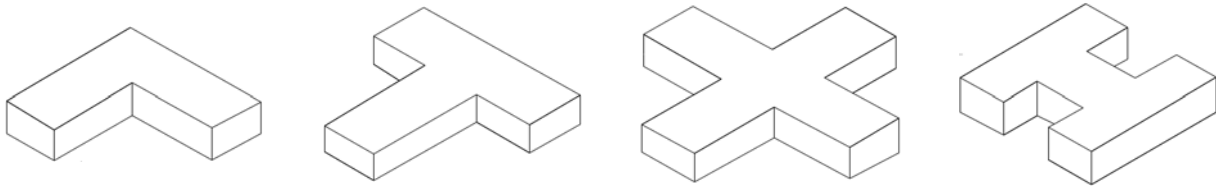


Figura 3.5. Ejemplos de plantas con entrantes o salientes (Arnold y Reitherman, 1986).

5. La escasez de rigidez o resistencia en los diafragmas horizontales puede ocasionar situaciones como las descritas para edificios muy alargados, es decir, que se presente una condición de flexibilidad de diafragma.

Las estructuras con diafragmas flexibles responden de una manera muy distinta ante sismos que las estructuras con diafragma rígidos (Tena-Colunga, 1992; Tena, 1993; Tena-Colunga y Abrams, 1996; Ju y Lin, 1999; De la Colina, 1999b; Fleischman y Farrow, 2001; Basu y Jain, 2004; Tena, 2007). Un diafragma flexible distribuye fuerzas laterales entre elementos resistentes en función de tributación de áreas y no de rigideces relativas, como un diafragma rígido (figura 3.6), por lo que amplifica notablemente las demandas de deformación de los elementos resistentes más centrales, además de los más flexibles lateralmente (Tena-Colunga, 1992; Tena-Colunga y Abrams, 1996). En muchas ocasiones estas deformaciones no uniformes producen daño en elementos resistentes en la dirección perpendicular, por lo que éstos fallan fuera del plano, como se ha observado en muchos sismos, en particular en los sismos de Loma Prieta en 1989 y de Northridge en 1994.

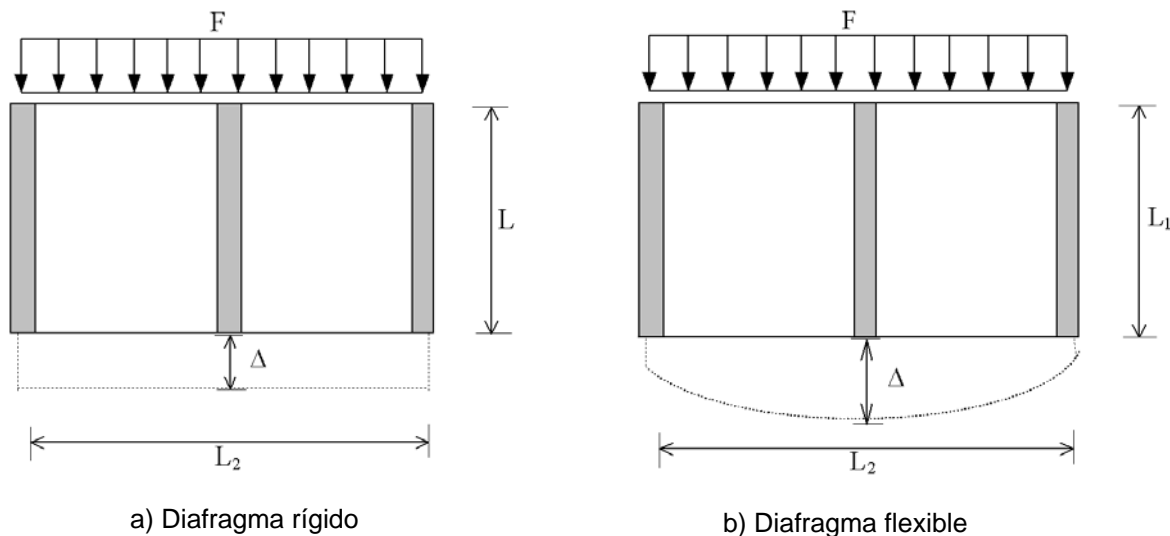


Figura 3.6. Hipótesis sobre el comportamiento del sistema de piso ante carga lateral.

Por ello, se necesita verificar que la resistencia de los sistemas de piso sea adecuada y que su rigidez sea suficiente para no introducir modificaciones en las fuerzas que, según el análisis, obran sobre los sistemas resistentes verticales.

6. La presencia de aberturas puede disminuir la efectividad de los diafragmas horizontales o inducir excentricidades cuya valuación sea complicada (figura 3.7). Asimismo, la variación de posición de

las aberturas de un piso a otro puede originar fuerzas internas en los sistemas resistentes verticales de difícil cuantificación. Las aberturas debilitan al sistema de piso en sí en cuanto a su capacidad de resistir y transmitir fuerzas cortantes debidas a sismo, principalmente si las aberturas son muy grandes, por lo que deberá revisarse siempre su capacidad resistente ante la acción de cargas laterales.

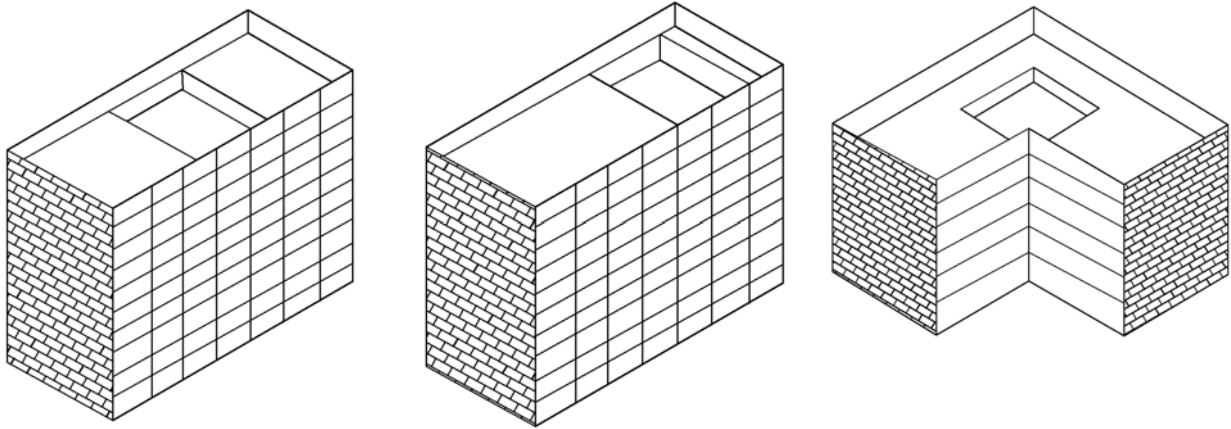


Figura 3.7. Aberturas inadecuadas en el sistema de piso y techo (Arnold y Reitherman, 1986).

7. Las variaciones bruscas de masa de un piso a otro pueden producir cambios en los modos naturales de vibración que invaliden las hipótesis simplificadoras de los métodos de análisis establecidos para la determinación de fuerzas sísmicas, introduciendo así incertidumbres en los resultados obtenidos con los métodos de análisis usuales. Produce además variaciones importantes en las demandas de deformación y de resistencia en el intervalo de comportamiento no lineal (Valmundsson y Nau, 1997; Chopra y Chintanapakdee, 2004).

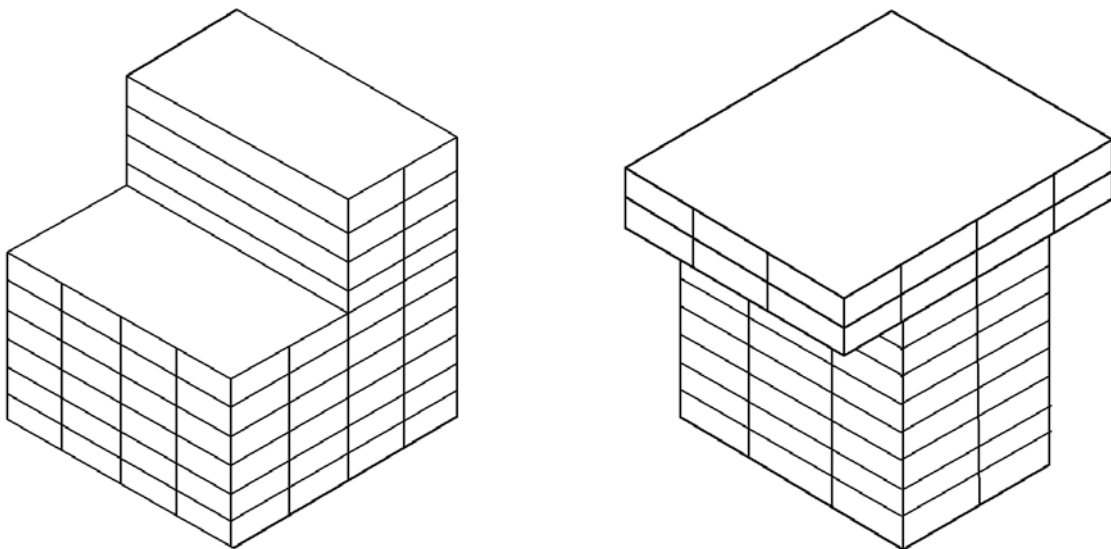


Figura 3.8. Ejemplos de cambios bruscos de áreas de planta en entrepisos contiguos que llevan a estructuras irregulares en elevación (Arnold y Reitherman, 1986).



8. Los argumentos que llevan a fijar la limitación sobre variaciones bruscas de área de un piso a otro son los mismos que operan para la limitación en las masas. Los cambios bruscos de geometría en elevación en la parte superior de la estructura (figura 3.8) producen una amplificación dinámica de los desplazamientos en los pisos superiores conocido coloquialmente como “chicoteo”. El escalonamiento ocasiona demandas poco uniformes en los entrepisos medios e inferiores, sobre todo si éste no es simétrico (Tena, 2001b; Tena-Colunga, 2004). En algunos casos la irregularidad en elevación puede fomentar tanto la esbeltez como la torsión. Grandes variaciones en área pueden incrementar los efectos de torsión. En este sentido se incluye una nueva restricción que consiste en que el área de un nivel no exceda en 50% la menor de las áreas de cualquiera de los pisos inferiores.
9. Se debe evitar la presencia de columnas que, en una dirección o en ambas, trabajen como de doble altura o más (figura 3.9). Esta situación conduciría a una distribución de momentos flexionantes muy diferentes de aquélla con que se tiene mayor experiencia y, además, podría inducir efectos  $P-\Delta$  difíciles de cuantificar. Tales configuraciones pueden liderar también a fallas locales frágiles en columnas y a fallas locales de entrepiso cuyo impacto en el comportamiento global de la estructura sea difícil de predecir utilizando procedimientos estándar de análisis elástico.

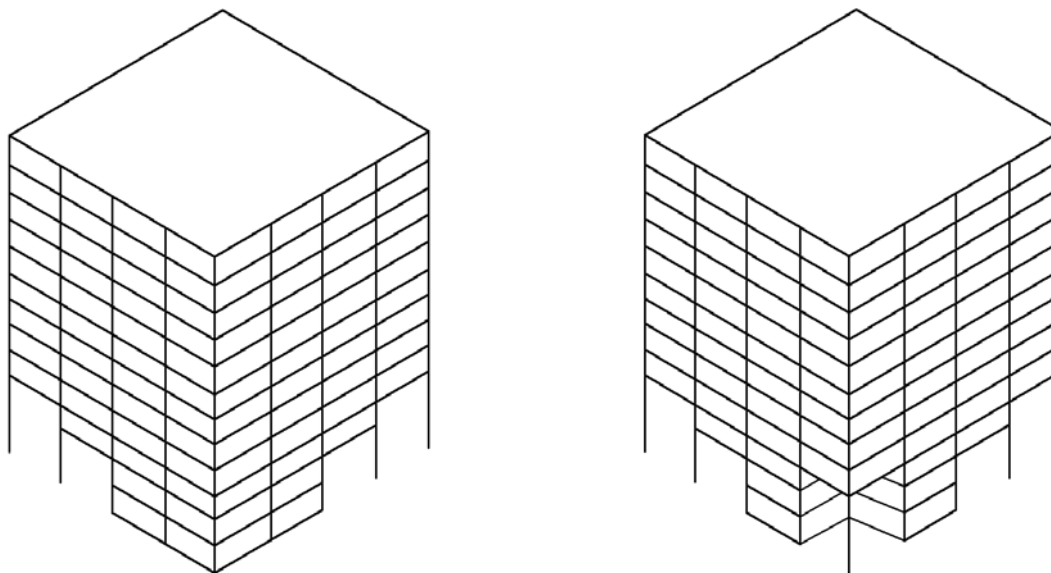


Figura 3.9. Ejemplos de cambios bruscos de áreas de planta en entrepisos contiguos que llevan a estructuras irregulares en elevación (Arnold y Reitherman 1986)

10. El propósito de esta disposición es controlar la potencial formación de un entrepiso suave, blando o débil, que puede formarse en cualquier nivel. Los entrepisos suaves se pueden formar por tener entrepisos con columnas de doble altura o más (figura 3.10), o un caso muy común en México, por discontinuidad de muros o contravientos en algún nivel, normalmente el primero, con el fin de proporcionar áreas de estacionamiento o rentable (figura 3.11).

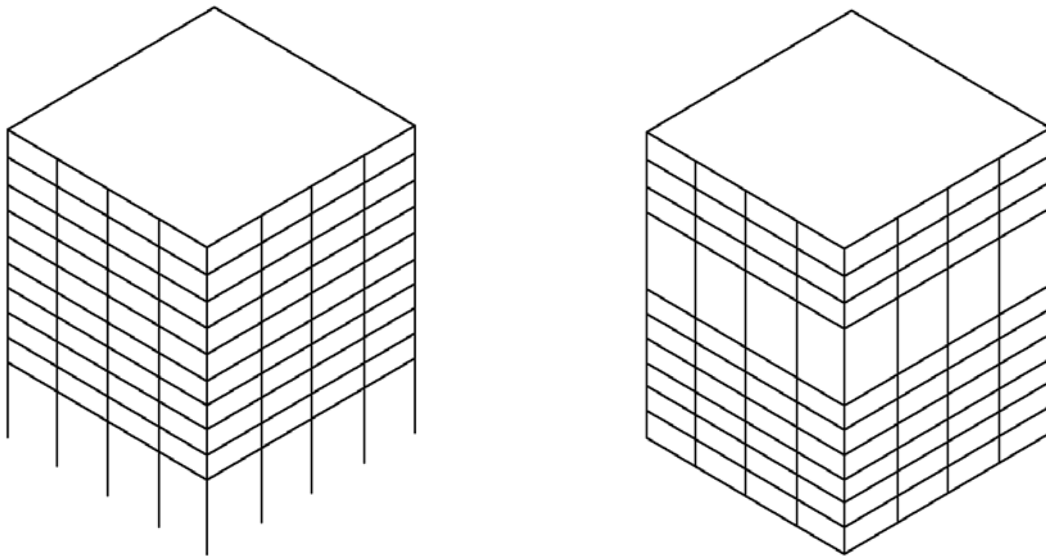


Figura 3.10. Ejemplos de estructuras con un potencial piso suave (Arnold y Reitherman 1986)

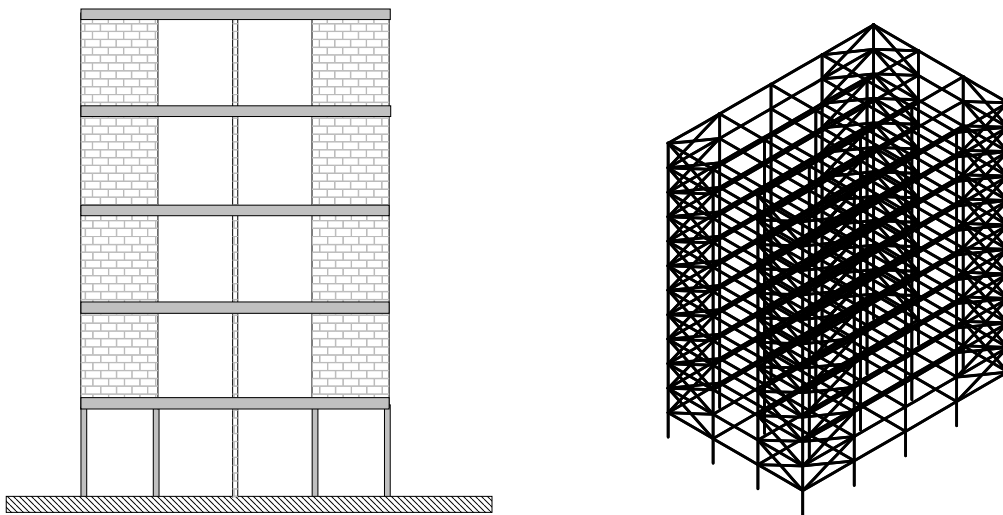


Figura 3.11. Ejemplos de estructuras con un potencial piso suave.

La experiencia en sismos como el de San Fernando, California en 1971, el de Michoacán, México del 19 de septiembre de 1985 o el de Izmit, Turquía en 1999, ha demostrado que esta es una de las condiciones de irregularidad más severas y peligrosas. En efecto, con un piso suave o débil se fomenta una concentración descomunal de demandas de deformación y de resistencia en los elementos resistentes verticales del piso suave (columnas), que en la mayor parte de los casos no son capaces de resistir, por lo que frecuentemente se produce el colapso del edificio. Además, los métodos de diseño equivalentes basados en análisis elásticos subestiman notablemente las demandas de deformación esperadas en estructuras con pisos suaves. Existen estudios analíticos donde se ha demostrado lo anterior, tanto para el caso más común en México, que son los edificios con primer piso débil (Ruiz y Diederich, 1989; Esteva, 1992; Tena, 1997, 2001a y 2003), como para otros entresijos que no correspondan necesariamente al primero (Valmundsson y Nau, 1997).

En versiones previas de estas recomendaciones se establecía que la rigidez al corte del entrepiso superior debería ser 100% mayor a la del entrepiso inmediato inferior para considerar una condición de piso suave. Actualmente, se define en función de un porcentaje menor (50%) del contraste de la rigidez de entrepisos contiguos, tomando en cuenta, entre otros estudios, los presentados en Tena (1997, 2001a y 2003).

Se busca además con esta disposición que exista una relación de proporción rigidez-resistencia uniforme entre los niveles, manteniendo así lo más uniformemente posible su capacidad de disipación.

11. No cabe duda que una de las condiciones de irregularidad que más afecta la respuesta sísmica de edificios y donde más colapsos se han observado en sismos intensos, incluyendo el sismo del 19 de septiembre de 1985, es la torsión. La torsión lidera las respuestas dinámicas donde se presentan demandas no uniformes en elementos resistentes diametralmente opuestos, lo que normalmente lleva a que la estructura se dañe notablemente en los extremos y/o esquinas más demandadas. Estas demandas no uniformes no son fáciles de estimar utilizando métodos convencionales de análisis estructural elástico, principalmente si se utilizan métodos simplificados y la respuesta esperada es altamente no lineal. De hecho, es preferible tener sistemas estructurales torsionalmente restringidos, donde los elementos que controlen la torsión se comporten elásticamente (Paulay, 1998). Por ello, se acota la torsión máxima que debe tolerarse para el diseño de una estructura con métodos convencionales en función de un parámetro simple de calcular ingenierilmente, como es la excentricidad estática en planta,  $e_s$ .

### 3.3.2.2 Corrección por irregularidad

Cuando se propuso por primera vez la corrección por irregularidad en las NTCS-87, no existían estudios específicos que fundamentaran cuantitativamente la reducción del factor  $Q'$  para los edificios irregulares, sino que se basaron más en la intuición y la experiencia (Rosenblueth y Gómez, 1991) y simplemente parece una forma razonable y sencilla de considerar la mayor vulnerabilidad de estas estructuras.

Por ello, se proponía en el diseño sísmico de las estructuras que no satisficieran los requisitos de regularidad, multiplicar al factor de comportamiento sísmico,  $Q'$  por un factor reductor de 0.8. Sin embargo, en ese entonces no se indicaba cómo proceder en caso de que no se satisficieran simultáneamente varias condiciones de regularidad. Se reflexionó que, en ese caso, el empleo del factor de 0.8 pudiera no ser suficiente (Del Valle, 1995; Tena *et al*, 1996). Los efectos de las irregularidades afectan el comportamiento de la estructura de diferentes maneras. La gran mayoría de los estudios disponibles a nivel mundial no han sido enfocados para proponer factores de comportamiento sísmico adecuados para los casos en que no se cumplan simultáneamente varias de las condiciones de regularidad.

Se condujeron algunos estudios donde se revisó el diseño conforme a reglamento de estructuras que no cumplían con una o más de las once condiciones de regularidad establecidas en el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal (Tena *et al*, 1996, Tena 1997). Los estudios también incluyen la revisión de dos edificios importantes construidos en la ciudad de México y que fueron

diseñados como irregulares con  $\alpha = 0.8$ , apegados al Reglamento del Distrito Federal (Tena *et al*, 1996; Tena y González, 1998). Los resultados de estos estudios indican que, en general y con las limitaciones de los mismos, el factor reductor de 0.8 parece adecuado cuando no se cumplen simultáneamente dos o más condiciones de regularidad; sin embargo, este factor de 0.8 pudiera resultar insuficiente cuando se tienen estructuras con una condición muy marcada de primer piso débil, donde la rigidez al corte de un entrepiso excede en más de 100% a la del entrepiso inmediatamente inferior (Tena, 1997, 2001a y 2003).

Este Manual propone distintos factores correctivos por irregularidad  $\alpha$  para  $Q'$ , dependiendo si no se satisface una de las condiciones de regularidad enumeradas del 1 al 9 ( $\alpha = 0.9$ ), o cuando no se satisface la condición de regularidad 10 (piso suave) o 11 (torsión), o cuando no se satisfacen dos o más condiciones de regularidad, ( $\alpha = 0.8$ ). Se define cuándo una estructura debe ser considerada como fuertemente irregular y emplear un factor correctivo más severo ( $\alpha = 0.7$ ), dada su mayor vulnerabilidad. Los nuevos valores propuestos requieren de un mayor número de estudios que revisen si son efectivos en liderar al diseño de estructuras irregulares más seguras.

Cabe señalar, sin embargo, que la definición de las condiciones de irregularidad estructural fuerte por rigidez y resistencia al corte (piso suave o débil) y por excentricidad torsional están plenamente justificadas, no solamente por las fallas y colapsos observados en este tipo de estructuras en sismos fuertes, sino también con base en estudios analíticos conducidos a nivel mundial. En el inciso 10 de la sección anterior ya se destacaron estudios analíticos relevantes conducidos para la condición de piso suave o débil. El estudio de los efectos de la torsión en el intervalo de comportamiento no lineal ha sido un tema recurrente de investigación en la ingeniería sísmica a nivel mundial y, entre otros trabajos, son dignos de citarse los siguientes: Ayala y García (1991), Escobar y Ayala (1991), Chandler *et al*, (1994), Goel y Chopra (1994), De la Llera y Chopra (1995), Wong y Tso (1995), Chandler y Duan (1997), Harasimowicz y Goel (1998), Paulay (1998), De la Colina (1999a), Humar y Kumar (1999), Tso y Smith (1999), Chipol (2001), De la Colina (2001), De la Colina (2003) y Chopra (2007).

Los desplazamientos laterales calculados tomando en cuenta la reducción por irregularidad  $\alpha Q' R \rho$ , se multiplican por el producto  $Q R \rho$  para estimar los desplazamientos inelásticos esperados en el diseño, como se ilustra esquemáticamente en la figura 3.12. De esta figura se observa que, en la filosofía simplificada de diseño por irregularidad de este Manual, se contempla que la reducción de las fuerzas sísmicas por concepto de comportamiento inelástico sea menor en estructuras irregulares que en las regulares, pero que el desplazamiento obtenido se amplifique en ambos casos por el producto  $Q R \rho$ . Por lo tanto, en igualdad de circunstancias (mismo factores  $Q$ ,  $R$  y  $\rho$ ), una estructura irregular se diseña para fuerzas y desplazamientos mayores que una estructura regular (figura 3.12).

### 3.3.3 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Se recomiendan tres procedimientos de análisis para estructuras de edificios sometidas a sismo: a) método simplificado, b) análisis estático y c) análisis dinámico. La diferencia entre los procedimientos estático y dinámico radica fundamentalmente en la distribución de las fuerzas laterales con la altura de la estructura. En el análisis dinámico, las fuerzas horizontales se obtienen en función de la respuesta dinámica de la estructura, tomando en cuenta la distribución tanto de las masas como de

las rigideces. En el análisis estático, las fuerzas se determinan suponiendo formas simples lineales o cuadráticas para la variación de las aceleraciones con la altura, ajustadas para que el cortante basal de la estructura sea proporcional a la ordenada espectral multiplicada por el peso de la estructura. La distribución de fuerzas laterales en el método simplificado es semejante a la que se recomienda para el análisis estático. Se diferencian porque en el primero no se consideran los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes y momentos de volteo.

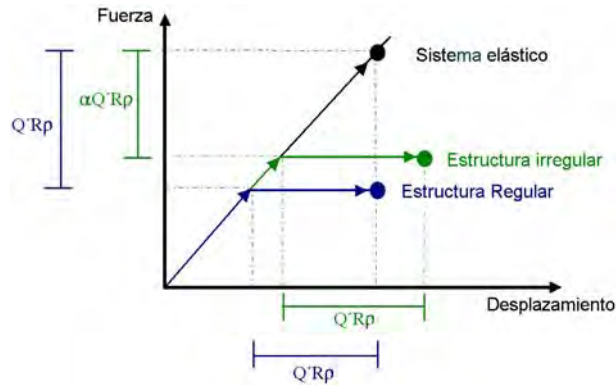


Figura 3.12. Estimación del desplazamiento inelástico de diseño de estructuras regulares e irregulares suponiendo que el sistema inelástico equivalente tiene un comportamiento elastoplástico perfecto.

### 3.3.4 MÉTODO SIMPLIFICADO

El método simplificado de análisis fue originalmente propuesto en 1977 en las Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Mampostería (NTCM) y para Diseño Sismo (NTCS) del Reglamento para Construcciones del Distrito Federal (RCDF), y es muy utilizado en el análisis y diseño de estructuras de mampostería.

El método simplificado se basa en la distribución de fuerzas laterales de estructuras simétricas con diafragmas rígidos cuando la carga lateral se aplica en una sola dirección, como se ilustra en la figura 3.13. Bajo esta hipótesis, el cortante aplicado en cada entrepiso se distribuye entre los distintos muros o elementos resistentes proporcionalmente a su rigidez (Tena y Cano, 2007).

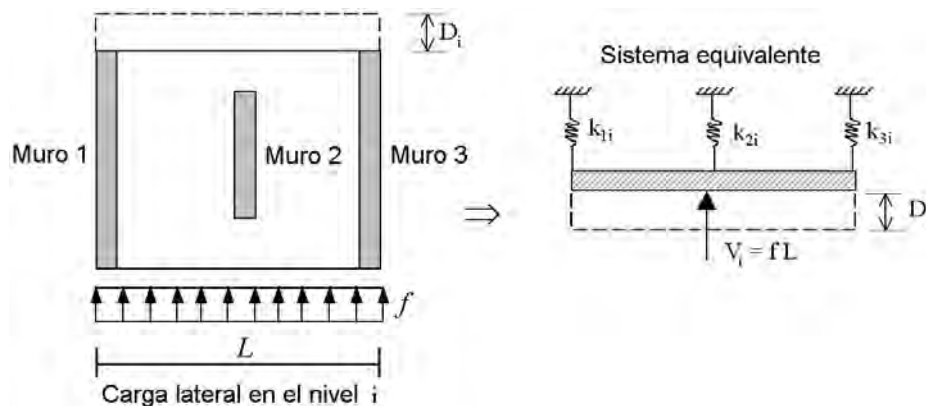


Figura 3.13. Distribución de fuerzas laterales en planta del método simplificado.

El método simplificado también considera que, dado que la rigidez lateral de los muros depende principalmente de su rigidez a cortante, la rigidez lateral de los muros en elevación se puede discretizar mediante un modelo de cortante (figura 3.14), por lo que se pueden despreciar las rotaciones que experimentan los muros en los entrepisos (Tena y Cano, 2007).

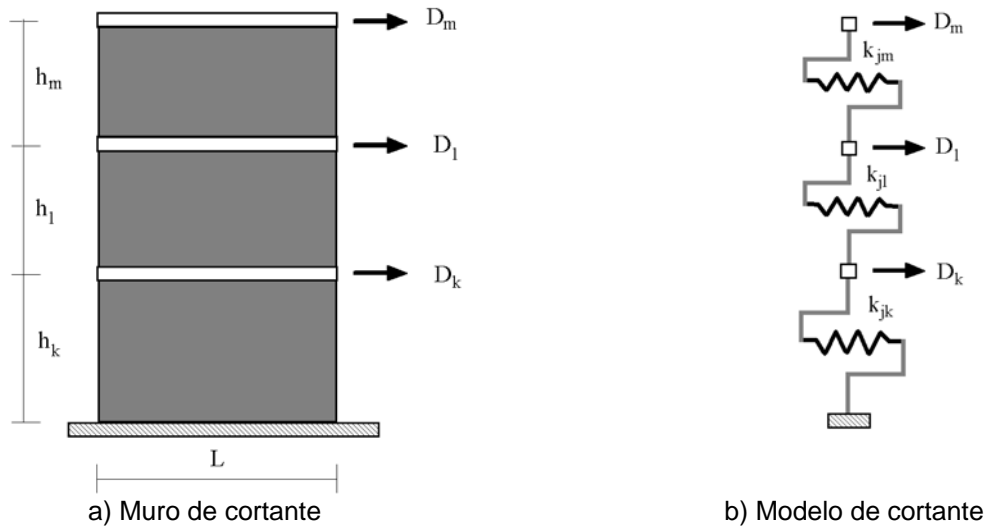


Figura 3.14. Modelado de los muros en elevación bajo las hipótesis del método simplificado.

Bajo estas hipótesis, existen varios aspectos que se desprecian de manera importante, como son la flexibilidad de diafragma, los efectos de esbeltez, los efectos de torsión y los efectos bidireccionales; sin embargo, tal vez los dos que más se desprecian en estructuraciones comunes que cumplen con el método simplificado son los efectos de torsión y los efectos bidireccionales, además de las distorsiones de entrepiso.

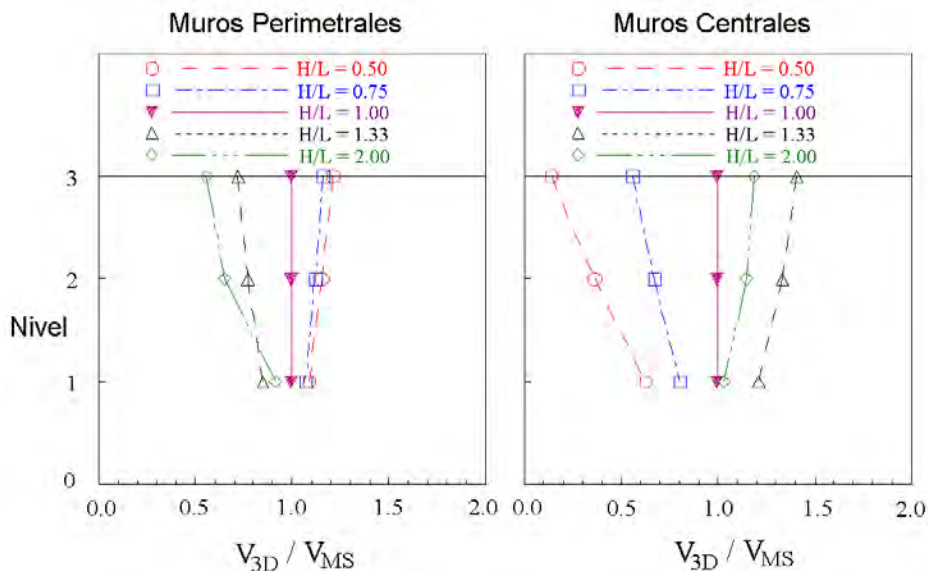


Figura 3.15. Cortante normalizado  $V_{3D}/V_{MS}$  para estructuras con distribución simétrica de muros en planta (Tena, Pérez y Cano, 2002).

El método simplificado está conceptualmente bien concebido desde sus inicios. Sin embargo, es un hecho que la propuesta original del método simplificado y sus factores de área efectiva no habían sido calibrados ni comparados con análisis más rigurosos, donde se consideraran las rotaciones de los muros en los entrepisos, las deformaciones por cortante, la respuesta tridimensional o el efecto del agrietamiento de los muros en elevación.

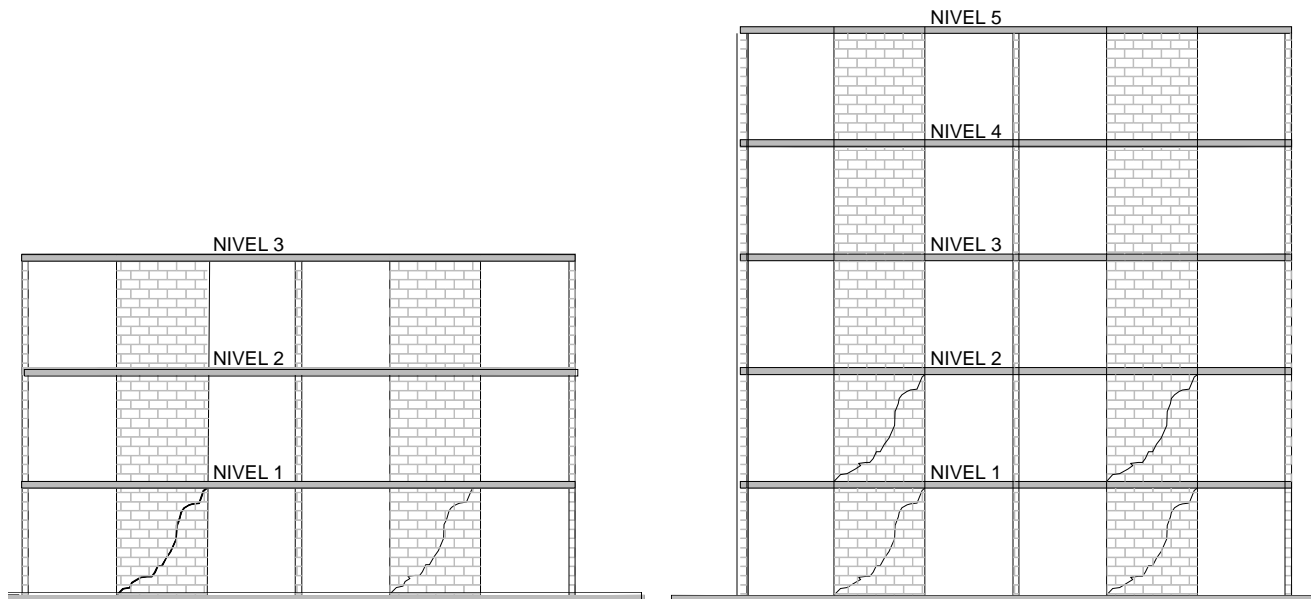
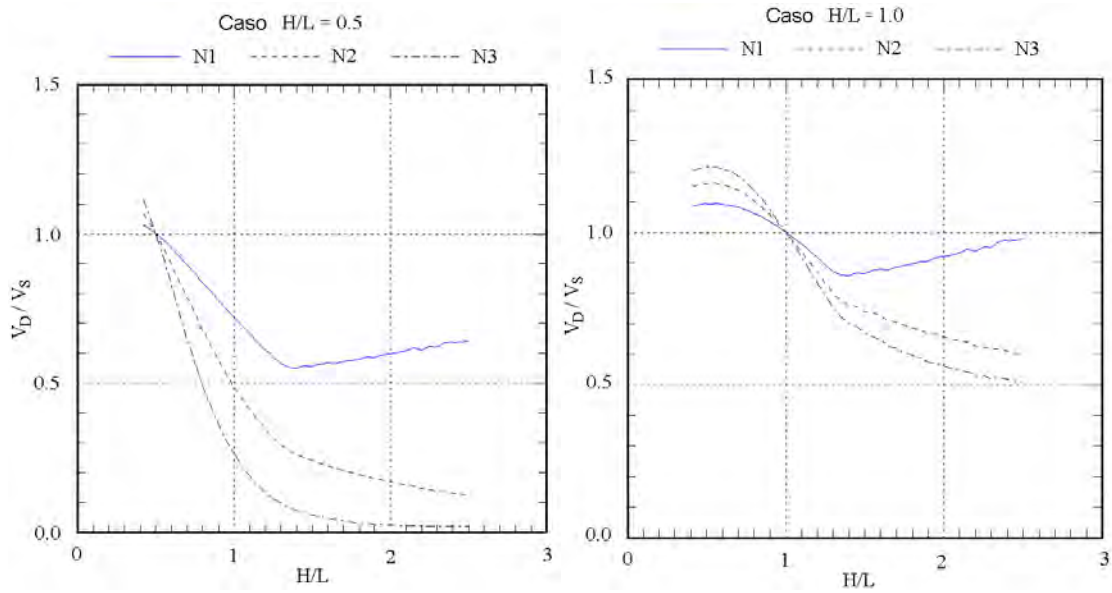


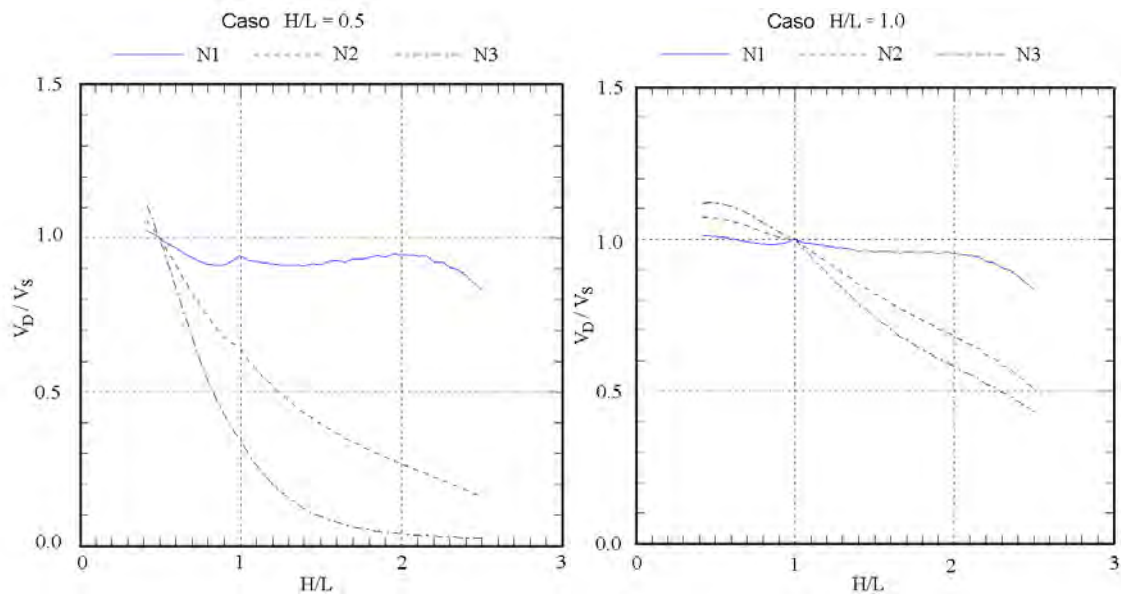
Figura 3.16. Elevación típica de sistemas con muros de mampostería con un patrón de agrietamiento asociado al estado límite de prevención de colapso.

Tena, Pérez y Cano (2002) estudiaron el impacto que en la distribución de las fuerzas cortantes absorbidas por los muros tienen las deformaciones por cortante, por lo que compararon las fuerzas cortantes que toman muros de mampostería con el método simplificado original con respecto a las obtenidas empleando un método riguroso de análisis tridimensional, tanto para sistemas simétricos como asimétricos.

El estudio demostró que pueden existir diferencias importantes entre las fuerzas cortantes de entrepiso estimadas con el método simplificado original cuando se comparan con respecto a métodos rigurosos de análisis estructural tridimensional cuando los muros tienen distintas relaciones de aspecto ( $h/L$ ), aun para sistemas simétricos (figura 3.15), por lo que se debían proponer factores de área efectiva ( $F_{AE}$ ) más realistas a como impactan las deformaciones por cortante en el análisis en todo el intervalo de relaciones de aspecto de los muros ( $h/L$ ), con base en estudios paramétricos.



a)  $F_{AE}$  de las NTCM-2004



b)  $F_{AE}$  de la ecuación 3.5

Figura 3.17. Comparación de fuerzas cortantes, método riguroso ( $V_D$ ) y método simplificado ( $V_s$ ) considerando comportamiento totalmente elástico (Cano y Tena 2005).

Con base en los resultados de estudios paramétricos (Cano, 2005; Cano y Tena, 2005; Tena-Colunga y Cano, 2007) es que se proponen los nuevos factores de área efectiva de las ecuaciones 3.5 y 3.6, que se obtuvieron para una condición de comportamiento totalmente elástico, correspondiente a un estado límite de servicio (ecuación 3.5) y para una estado límite de prevención de colapso (ecuación 3.6), correspondiente al agrietamiento de todos los muros en los niveles inferiores (figura 3.16), condición que se ha observado para mampostería confinada en pruebas de mesa vibradora (Arias, Vázquez y Alcocer 2004).



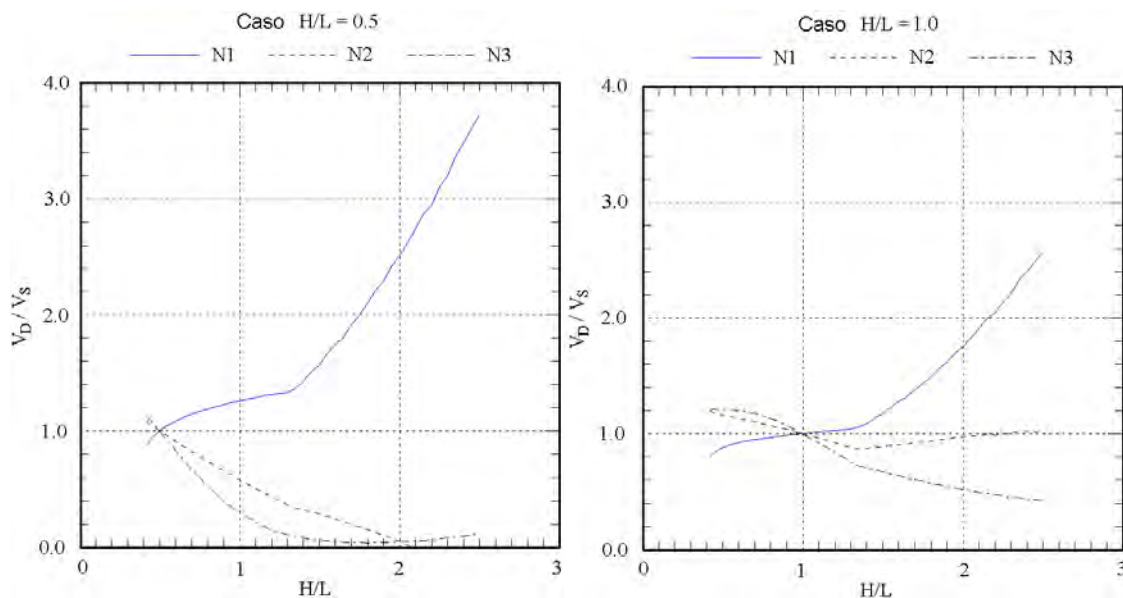
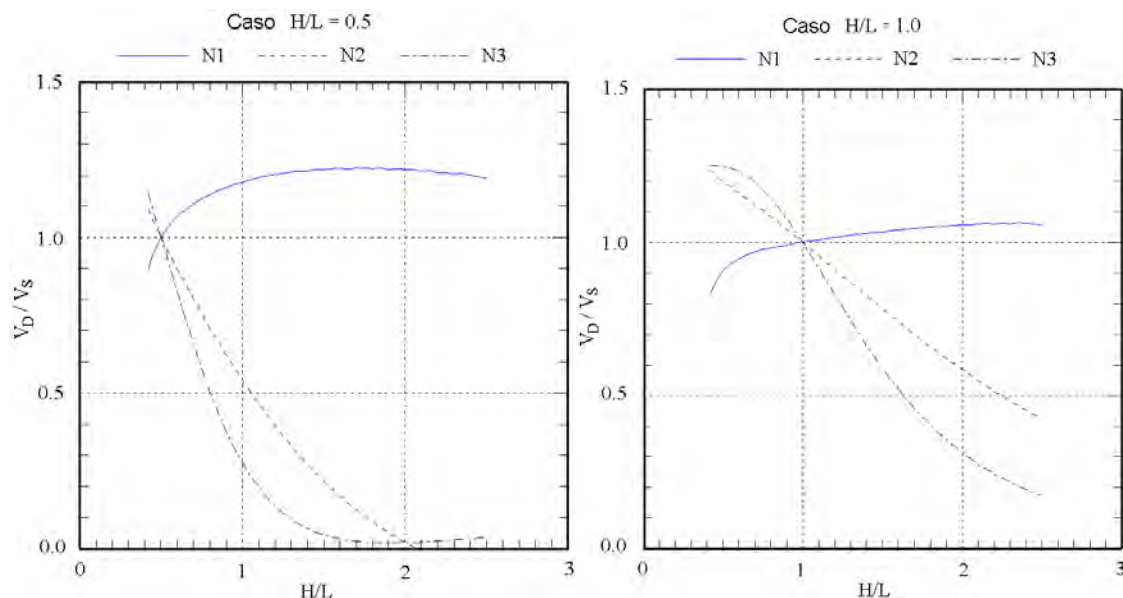
a)  $F_{AE}$  de las NTCM-2004b)  $F_{AE}$  de la ecuación 3.6

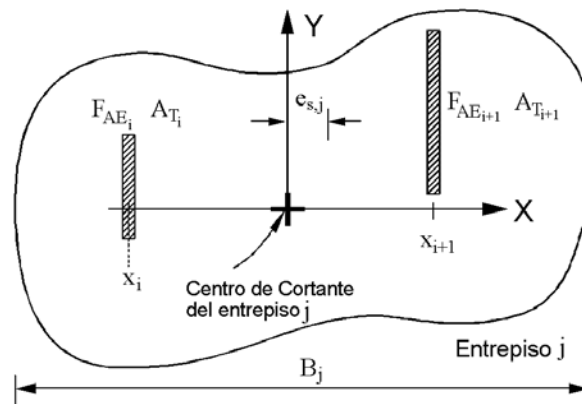
Figura 3.18. Comparación de fuerzas cortantes, método riguroso ( $V_D$ ) y método simplificado ( $V_s$ ) considerando agrietamiento en los niveles inferiores (Cano y Tena 2005).

Las estimaciones de las fuerzas cortantes que toman los muros de mampostería con el método simplificado utilizando los factores de área efectiva de las ecuaciones 3.5 y 3.6 mejoran notablemente las obtenidas con la propuesta de las NTCM-2004 (2004) cuando se comparan con respecto a las obtenidas empleando un método riguroso de análisis tridimensional (Cano 2005, Cano y Tena 2005, Tena-Colunga y Cano 2007) para todas las relaciones de aspecto  $h/L$ , y principalmente para el entrepiso crítico para diseño, que corresponde al nivel de planta baja, como se ilustra en la figura 3.17

para el caso de comportamiento totalmente elástico, y en la figura 3.18 para el estado límite de prevención de colapso. En estas figuras, cuando el cociente  $V_D/V_S = 1.0$ , se tiene una estimación perfecta, cuando  $V_D/V_S < 1.0$  se tiene una estimación conservadora y  $V_D/V_S > 1.0$  se tiene una estimación no conservadora.

Por otra parte, como se comentó anteriormente, el método simplificado no toma en cuenta los efectos de torsión. De hecho, la torsión no estuvo acotada de manera ingenieril en las versiones del método simplificado de las NTCS y NTCM de 1977 a 1995 y la versión previa del Manual de Diseño de Obras Civiles de 1993 (MDOC-93, 1993), ya que según el texto de dichas normas, bastaba con vigilar que la distribución de muros en planta fuera “sensiblemente simétrica” con respecto a dos ejes ortogonales. Esta recomendación era insuficiente para limitar la aplicación del método simplificado de análisis en estructuras asimétricas.

Por ello, uno de los cambios importantes en las NTCS-2004 y las NTCM-2004 es que se introdujo una restricción para la respuesta torsional en función de un parámetro ingenieril que se puede estimar fácilmente, como la excentricidad estática calculada en planta ( $e_s$ ). De esta manera, se propuso limitar la  $e_s$  a un 10% de la dimensión en planta del entrepiso medida paralelamente a dicha excentricidad, dado que ese límite también se establece para considerar a una estructura como regular. Además, en las NTCM-2004 (2004) se propuso un método aproximado para el cálculo de  $e_s$  (figura 3.19).



$$e_{s,j} = \frac{\left| \sum_{i=1}^n x_i F_{AE_i} A_{T_i} \right|}{\sum_{i=1}^n F_{AE_i} A_{T_i}} \leq 0.1 B_j$$

Figura 3.19. Requisito para evaluar la excentricidad estática en planta en el entrepiso j,  $e_{s,j}$  conforme al método simplificado (adaptado de NTCM, 2004).

La propuesta del valor límite de la excentricidad estática de las NTCS-2004 y NTCM-2004 tiene justificación en que el método simplificado debe permitirse exclusivamente en estructuras que cumplan cabalmente con las condiciones de regularidad según dicho cuerpo normativo. De hecho, no existían estudios específicos que permitieran definir cuál debía ser el valor límite de la excentricidad torsional calculada estáticamente ( $e_s$ ) para poder utilizar el método simplificado de análisis, comparando las fuerzas cortantes obtenidas mediante este método con respecto a soluciones

analíticas rigurosas donde los efectos de torsión se tomen en cuenta en la determinación de fuerzas cortantes.

En Tena y López (2006) y López (2007) se presenta un estudio paramétrico específicamente encaminado a determinar el valor límite de la excentricidad estática ( $e_s$ ) para la aplicación del método simplificado de análisis para estructuras con base en muros de mampostería. El estudio de referencia comparó las fuerzas cortantes que toman los muros si se utiliza el método simplificado de análisis con respecto a métodos rigurosos para estructuras de mampostería, para distintos valores de  $e_s$ . Se evaluaron tanto la propuesta de las NTCM-2004 como las adecuaciones propuestas por Cano y Tena (2005) para los factores de área efectiva ( $F_{AE}$ ) dados por las ecuaciones 3.5 y 3.6.

Con base en los razonamientos que se detallan en Tena y López (2006), se corroboró que si se emplea la ecuación 3.6 para el  $F_{AE}$ , correspondiente a edificios con un patrón de agrietamiento asociado al estado límite de prevención de colapso (figura 3.16), la excentricidad estática máxima que pudiera permitirse es del 10%, dado que con ello se obtienen estimaciones razonables (subestimaciones menores al 40%), como se ilustra en la figura 3.20. El estudio también mostró que para sistemas que se comportan elásticamente, la excentricidad estática máxima que debiera permitirse fuera del 5% o menor inclusive, lo que indicaría que debería considerarse un límite distinto para el estado límite de servicio. Sin embargo, por simplicidad y congruencia, se propone limitar el valor de  $e_s$  al 10%, correspondiente al estado límite de prevención de colapso, dado que para la gran mayoría de las estructuras convencionales, éste último estado límite normalmente regirá el diseño por sismo.

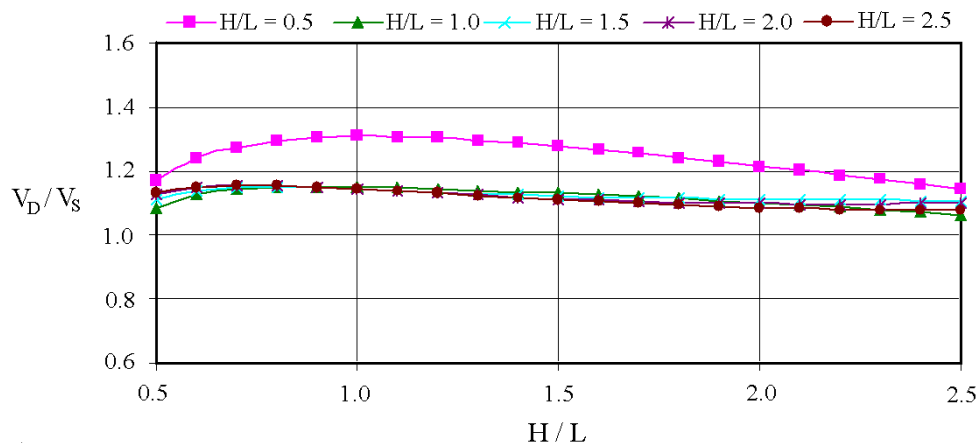


Figura 3.20. Comparación de fuerzas cortantes entre el método riguroso ( $V_D$ ) y el método simplificado ( $V_S$ ) considerando agrietamiento en los niveles inferiores, para un muro del lado rígido de edificios de tres niveles con  $e_s = 10\%$  (Tena y López, 2006).

Es por ello que en este cuerpo normativo se establece que el límite de la excentricidad no debe exceder el 10% de la dimensión en planta en el sentido de que se mida la excentricidad. Para simplificar esta evaluación, se propone un procedimiento sencillo en que se ubica el centro de torsión en función de las áreas de los muros. En esta recomendación, la excentricidad es el momento de estas áreas con respecto al centro de cortante, entre el área de los muros en la dirección del análisis (figura 3.19). Para esta evaluación, se deberán utilizar los factores de área efectiva correspondientes,

es decir, la ecuación 3.6 para el estado límite de prevención de colapso y la ecuación 3.5 para el estado límite de servicio.

Dentro de las limitaciones que se fijan para que sea aplicable el método simplificado se permite que los muros de carga sean, además de mampostería (para los cuales ha sido desarrollado), también de concreto reforzado, placa de acero, compuestos de estos dos últimos materiales o de madera. Es claro que el  $F_{AE}$  para la condición de estado límite de colapso (ecuación 3.6) no está calibrado para estos otros materiales, por lo que deberá tomarse sólo como un valor indicativo. Por otra parte, será necesario realizar investigaciones específicas para calibrar  $F_{AE}$  adecuados para este tipo de materiales para incluirse en futuras versiones de este Manual.

La restricción del método simplificado en cuanto a la relación de aspecto de la planta de la estructura parece acotar razonablemente la posible condición de flexibilidad del diafragma con respecto a lo que se ha observado en algunos estudios paramétricos disponibles en la literatura para estructuras con losas macizas de concreto reforzado (por ejemplo, Ju y Lin, 1999). Sin embargo, esta condición deberá revisarse para otros sistemas de piso más recientes que se vienen utilizando en la práctica profesional, como las losas aligeradas con grandes bloques de espuma de poliestireno, losa-acero, vigueta y bovedilla, etc.).

El método simplificado permite también el empleo de diafragmas horizontales que no sean losas de concreto reforzado, siempre que tengan suficiente resistencia y rigidez. Esto deberá corroborarse con estudios específicos que estimen, por ejemplo, la rigidez lateral de un tablero tipo del sistema de piso en cuestión, con respecto a la de un tablero análogo con base en una losa de concreto reforzado perimetralmente apoyada. Se deberá evaluar que el sistema de piso en cuestión tenga la suficiente resistencia al corte para transmitir fuerzas cortantes de entrepiso entre los distintos muros.

La restricción en la relación de esbeltez de la estructura parece acotar razonablemente el posible impacto desfavorable de los momentos de volteo, dado que sólo se permite su uso en estructuras prismáticas de poca altura.

Al emplearse el método simplificado principalmente en estructuras rígidas con base en muros, el obviar el cálculo de desplazamientos horizontales parece razonable, aunque éstas se pueden calcular de manera aproximada en función de las rigideces de entrepiso que se estimen con base en las hipótesis del método simplificado (Tena-Colunga y Cano, 2007) y compararlas con límites de distorsión congruentes con el sistema estructural y material que se utilice.

La aplicación del método simplificado conduce a diseños menos conservadores que los obtenidos con el método estático, tanto por las aproximaciones empleadas para calcular los factores de área efectiva y los coeficientes sísmicos, como por no tener en cuenta los efectos de segundo orden, ni los desplazamientos laterales, momentos torsionantes, momentos de volteo y, en su caso, flexibilidad del diafragma. A pesar de esta situación, los requisitos para su aplicación se han liberado debido al excelente comportamiento sísmico que en general han tenido las estructuras de mampostería confinada que cumplen con ellos. Esto es válido para grandes temblores de foco lejano y para sismos de foco somero, cuyos efectos sólo han causado grietas pequeñas aun en estructuras muy rígidas, pero no daños mayores.

Los coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado que suministra el programa PRODISIS se obtienen a partir de los espectros de diseño. Para ello, se hace una estimación conservadora del periodo fundamental de la estructura en función de su altura y del tipo de suelo de cimentación. Para la reducción por ductilidad, en términos del factor de comportamiento sísmico, se toma  $Q = 2.0$  para muros de piezas macizas, de concreto o diafragmas de madera contrachapada y  $Q = 1.5$  para muros de piezas huecas o diafragmas de duelas de madera. También se toman en cuenta las reducciones por sobrerresistencia de acuerdo con la ecuación 3.1 de la sección de recomendaciones 3.3.1.3 y por redundancia conforme a la sección 3.3.1.4.

### **3.3.5 ANÁLISIS ESTÁTICO**

La limitación de altura que se establece para aplicar el análisis estático proviene de que, con este método, puede no darse suficiente importancia a la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural, sobre todo cuando el periodo fundamental  $T_e$  sobrepasa el periodo característico  $T_b$ , o bien, cuando el edificio tiene una altura considerable. Parte de este fenómeno se corrige tomando una variación cuadrática de las aceleraciones con la altura, como se especifica en las recomendaciones, pero aún esa corrección es imprecisa y puede ser insuficiente cuando el periodo fundamental es muy largo.

#### **3.3.5.1 Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura**

Para la valuación de las fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura se consideran dos hipótesis. Por un lado, se supone una variación lineal de las aceleraciones con la altura sobre el nivel en que se acepta los desplazamientos de la estructura con respecto al terreno son nulos. Por el otro, se supone que la aceleración espectral, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, es igual al coeficiente sísmico independientemente del periodo fundamental.

La primera de estas hipótesis es congruente con el hecho de que el modo fundamental es casi una línea recta que pasa por el punto de desplazamiento igual al del terreno y con el hecho de que el modo fundamental contribuye con mucho a la mayor parte de las respuestas estructurales. La segunda es congruente mientras el periodo fundamental no sea excesivamente largo. Cuando  $T_e > T_b$ , resulta conservador no reducir las fuerzas sísmicas en función del periodo fundamental de la estructura, sino sólo de sus factores de comportamiento sísmico y de sobrerresistencia. Sin embargo, en estas condiciones se contrarrestan el efecto de los modos superiores de vibración y el de tomar la ordenada espectral igual al coeficiente sísmico independientemente del periodo fundamental. Finalmente, si no se considera la dependencia de la ordenada espectral con el periodo estructura, tampoco se recomienda realizar modificaciones por amortiguamiento.

#### **3.3.5.2 Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental de la estructura**

El cociente de Schwartz (Newmark y Rosenblueth, 1971) que se emplea para estimar el periodo fundamental de la estructura produciría su valor exacto si la distribución de aceleraciones fuera la correspondiente al modo fundamental. Sin embargo, aun cuando las aceleraciones sólo se asemejen a las del modo fundamental, este cociente suministrará una excelente aproximación.

Para la valuación de las fuerzas sísmicas, estimando el periodo fundamental de la estructura, se adopta una distribución lineal de las aceleraciones con la altura sobre el nivel en que los desplazamientos de la estructura son iguales a los del terreno. Esto se justifica mientras el periodo fundamental no sea demasiado largo, por ejemplo  $T_e < T_b$ . En caso contrario, en vez de la variación lineal de la aceleración de diseño se adopta una variación cuadrática que da proporcionalmente mayores aceleraciones en los niveles altos.

El término de variación cuadrática tiene mayor importancia conforme mayor es el cociente  $T_e/T_b$ . Esto proporciona una protección adicional en periodos altos que hace que la relación  $V/W$  sea igual a  $a/Q'R\rho$  cuando  $T_e = T_b$  y tienda a 1.25, 1.33 y 1.5 veces  $a/Q'R\rho$  para terrenos con factor de sitio  $F_s = 1.0$ ,  $1.0 < F_s \leq 1.5$  y  $F_s > 1.5$ , respectivamente, cuando  $T_e$  tiende a infinito.

### 3.3.5.3 Momentos torsionantes

La excentricidad torsional de diseño para cada sistema resistente se considera igual a la que resulte más desfavorable entre  $e_{dn} + 0.05b_n$  y  $e_n - 0.05b_n$ . La cantidad  $e_{dn}$  representa la excentricidad dinámica producto de la amplificación dinámica que experimenta la excentricidad calculada estáticamente,  $e_n$ , en tanto que la cantidad  $0.05b_n$  representa una excentricidad accidental que se debe, por un lado, a las discrepancias que existen entre las distribuciones de masa y rigidez calculadas y las reales al ocurrir un sismo, y por otro, a que los movimientos del terreno siempre tienen componentes de rotación, incluso con respecto a un eje vertical, que no se consideran explícitamente en el análisis.

La excentricidad  $0.5e_{dn} + 0.05b_n$  resulta adecuada si se considera el comportamiento inelástico en el caso de nivel de prevención de colapso (Wong y Tso, 1995, De la Colina, 2001). En los casos en que  $e_n$  es mucho menor que  $b_n$ , la amplificación dinámica introducida en la excentricidad de diseño  $e_d = 1.5e_n$  resulta escasa, aunque la excentricidad accidental, en estos casos, cubre el exceso en amplificación. En cambio, si se considera que el comportamiento es predominantemente elástico, como en el nivel de servicio, puede resultar que la suposición de  $e_d = 1.5e_n$  sea muy escasa y la excentricidad accidental sea insuficiente para cubrir la amplificación. Ello ocurre, particularmente, cuando la relación entre las frecuencias de torsión y lateral,  $\lambda$ , es cercana a la unidad. En Chandler y Hutchinson (1987) se estudia con detalle este aspecto para una familia de sismos de diversas características. Se analizan las consideraciones de varios códigos y se observa que la recomendación reportada en el Eurocódigo 8 (EC-8 1984-1998), que consiste en emplear una excentricidad suplementaria, resulta adecuada para  $\lambda$  cercana a la unidad. También se señala que son no conservadoras para  $\lambda > 1.5$ . En cambio, tomar  $e_d = 1.5e_n$  en este intervalo es adecuado. Las ecuaciones adoptadas en este documento para la excentricidad suplementaria son adaptaciones de las correspondientes al Eurocódigo 8 (EC-8 1984-1998) tomando en cuenta que la excentricidad accidental es  $0.05b_n$ .

Existen un par de cambios con respecto al cálculo de las excentricidades torsionales de diseño con respecto a versiones previas, y que se justifican con base en los resultados de varios estudios que han revisado las propuestas de distintos reglamentos (UBC de Estados Unidos, EC-8, RCDF de México, NBCC de Canadá) sobre los factores de amplificación dinámica de la excentricidad y la excentricidad accidental (Chandler y Duan, 1993; Chandler *et al*, 1994; Goel y Chopra, 1994; De la Llera y Chopra, 1995; Wong y Tso, 1995; Chandler y Duan, 1997; Harasimowicz y Goel, 1998; Tso y Smith, 1999; De la Colina 2001 y 2003). Varios de estos estudios corroboran que el factor de amplificación dinámico 1.5 empleado en el cálculo de  $e_{dn}$  para la excentricidad primaria parece

razonable cuando se usa el método estático. La gran mayoría de estos estudios sugieren que el valor propuesto anteriormente de  $0.1b_n$  para la excentricidad accidental es demasiado conservador y que es más razonable utilizar  $0.05b_n$ , como lo hacen los otros reglamentos de referencia.

Existen estudios que demuestran que utilizar un factor unitario para amplificar  $e_n$  en el cálculo de la excentricidad secundaria ( $e_n - 0.1b_n$ ), como se proponía en versiones anteriores, puede conducir a demandas de ductilidad excesivas (Wong y Tso, 1995; De la Colina, 2001); es por ello que ahora se establece que se calcule como  $(0.5e_n - 0.05b_n)$ , con base en la propuesta de estos estudios.

Una limitante de la gran mayoría de estos estudios es que se han utilizado registros de aceleración de terreno firme y roca, por lo que su extrapolación a otros tipos de terreno es incierta (por ejemplo, terreno blando). Además, son relativamente pocos los estudios donde se han utilizado modelos de varios niveles, dada la complejidad del problema. No obstante, estas observaciones están siendo tomadas en cuenta para futuras revisiones de este Manual. En las disposiciones en que se toman en cuenta las torsiones que obran en entrepisos distintos del que se considera, se hace de manera toscamente aproximada. No se basan en análisis cuantitativos, son simplemente especificaciones que parecen razonables.

Finalmente, como los efectos de torsión inelástica son más pronunciados cuanto mayor sea la  $Q$  de diseño, se adopta el límite de  $0.2b$  para la excentricidad torsional con el propósito de reconocer los incrementos de ductilidad en estructuras con  $Q \geq 3$ .

Para la localización de los centros de torsión de una estructura, así como para determinar la distribución de las fuerzas cortantes y momentos torsionantes entre los sistemas resistentes, se recomienda recurrir al siguiente procedimiento, que se basa en el análisis bidimensional de estructuras con sistemas resistentes no ortogonales (Damy, 1988). En él, el centro de torsión de un entrepiso es el punto de aplicación de la fuerza cortante para producir sólo traslación sin rotación. Sus coordenadas  $x_t$  y  $y_t$ , en términos de las rigideces de entrepiso, se encuentran dadas por las siguientes ecuaciones:

$$x_t = \frac{K_{xx} \left( \sum_m K_m x_m s_m^2 - \sum_m K_m y_m s_m c_m \right) + K_{xy} \left( \sum_m K_m y_m c_m^2 - \sum_m K_m x_m s_m c_m \right)}{K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2} \quad (3.1)$$

$$y_t = \frac{K_{yy} \left( \sum_m K_m y_m c_m^2 - \sum_m K_m x_m s_m c_m \right) + K_{xy} \left( \sum_m K_m x_m s_m^2 - \sum_m K_m y_m s_m c_m \right)}{K_{xx} K_{yy} - K_{xy}^2} \quad (3.2)$$

donde

$$K_{xx} = \sum_m K_m c_m^2 \quad (3.3)$$

$$K_{yy} = \sum_m K_m s_m^2 \quad (3.4)$$

$$K_{xy} = \sum_m K_m s_m c_m \quad (3.5)$$

Estas ecuaciones se aplican a cada entrepiso de la estructura, siendo  $K_m$  la rigidez de entrepiso del sistema resistente  $m$ ,  $x_m$  e  $y_m$  las coordenadas de un punto arbitrario de su eje referidas a un sistema de coordenadas global  $(x,y)$ ,  $s_m = \sin \psi_m$ ,  $c_m = \cos \psi_m$  y  $\psi_m$  el ángulo de inclinación del sistema resistente  $m$  con respecto al sistema de coordenadas global, como se muestra en la figura 3.21.

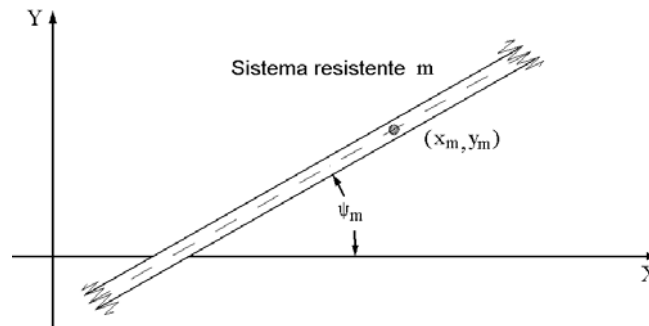


Figura 3.21. Desviación de un sistema resistente.

En el análisis tridimensional, la posición de los centros de torsión es función tanto de las características de rigidez de la estructura como de la distribución de las fuerzas sísmicas. Para esta situación se recomienda recurrir al procedimiento propuesto por Damy (Damy y Alcocer, 1987; Alcocer, 1986; Tena 2007).

#### 3.3.5.4 Momentos de volteo

Existen dos razones principales para reducir el momento de volteo calculado estáticamente. Por un lado, las fuerzas sísmicas que se adoptan dan lugar a una envolvente conservadora para las fuerzas cortantes de entrepiso correspondientes a una intensidad de diseño, y por el otro, las máximas fuerzas cortantes de entrepiso no ocurren simultáneamente ni con el mismo signo. Por todo ello, el momento de volteo calculado a partir de la envolvente de cortantes de entrepiso estará significativamente sobrestimado.

Con base en lo anterior, y tomando en cuenta que el costo de diseñar una cimentación para resistir los momentos de volteo que en ella obran suele ser sumamente elevado, se justifica permitir una reducción en el valor del momento de volteo calculado como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso.

El criterio para reducir el momento de volteo obliga a considerar como cota inferior el producto de la fuerza cortante en cada nivel por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de éste. Con ello se evitan reducciones importantes en aquellos casos en que la mayor parte del momento de volteo provenga de masas que respondan prácticamente en fase.

#### 3.3.5.5 Efectos de segundo orden

El límite  $X'_n / h'_n \leq 0.08 V_n / W'_n$  establecido para que puedan despreciarse los efectos de segundo orden conduce a un factor de amplificación  $\Delta_n \leq 1.09$ . Si se desprecian estos efectos, equivale a admitir la introducción de errores menores de un 10% del lado de la inseguridad en las fuerzas cortantes y momentos flexionantes de diseño.



En el cálculo de los desplazamientos laterales para revisar, y en su caso tomar en cuenta los efectos P-Δ, deben incluirse los desplazamientos debidos a cortantes de entrepiso, el acortamiento y alargamiento de columnas y la flexión de muros por momento de volteo, así como la rotación de la base por interacción suelo-estructura. La ecuación aproximada para estimar los efectos de segundo orden se debe a Rosenblueth (1966). En Tena (2007) se presentan métodos iterativos y directos para realizar análisis de segundo orden. En la actualidad la gran mayoría de los programas comerciales de análisis estructural dan la posibilidad de incluir directamente los efectos P-Δ en los análisis.

### 3.3.5.6 Efectos combinados de los movimientos del terreno

La evaluación de las reglas de combinación de efectos sísmicos ante componentes en varias direcciones ha sido objeto de una serie de investigaciones en que se ha buscado encontrar un criterio simple, pero conservador (Menu y Der Kiureghian, 1998; López *et al*, 2000; Hernández y López, 2002). En Hernández y López (2002) se examinan varias reglas ante la acción de tres componentes ortogonales, uno vertical y dos horizontales, con ángulos azimutales arbitrarios con respecto a los ejes principales de la estructura. Entre estas reglas se encuentra la de 30% propuesta por Rosenblueth, que actualmente se emplea en las NTCS-2004 y en varios códigos a nivel internacional. Considerando sólo los componentes horizontales, se observa que con la regla de combinación de 30% se pueden subestimar los efectos críticos en la respuesta. Por ello, se propone el empleo de la versión 3 de la regla de combinación cuadrática completa, CQC3. Cuando se tiene un componente vertical y dos horizontales ortogonales, que guardan una relación de intensidad  $\gamma < 1.0$ , la respuesta crítica,  $S_{cr}$ , definida como la máxima respuesta para todos ángulos azimutales posibles, se obtiene en función de las respuestas máximas probables  $S_x$ ,  $S_y$ ,  $S_z$  y  $S_{xy}$  como:

$$S_{cr} = \left[ (1 + \gamma^2) \left( \frac{S_x^2 + S_y^2}{2} \right) + (1 - \gamma^2) \sqrt{\left( \frac{S_x^2 - S_y^2}{2} \right)^2 + S_{xy}^2 + S_z^2} \right]^{1/2} \quad (3.6)$$

con

$$S_x^2 = S_{xx} = \sum_i^m \sum_j^m \rho_{ij} S_{xi} S_{xj} \quad (3.7)$$

$$S_y^2 = S_{yy} = \sum_i^m \sum_j^m \rho_{ij} S_{yi} S_{yj} \quad (3.8)$$

$$S_z^2 = S_{zz} = \sum_i^m \sum_j^m \rho_{ij} S_{zi} S_{zj} \quad (3.9)$$

$$S_{xy} = S_{yx} = \sum_i^m \sum_j^m \rho_{ij} S_{xi} S_{yj} \quad (3.10)$$

donde

- $\rho_{ij}$  es el coeficiente de correlación modal entre los modos  $i$  y  $j$
- $S_{ki}$  es la respuesta máxima probable del modo de vibración  $i$  ante la acción del componente del espectro en la dirección  $k$  ( $k = X, Y$ )

Si se acepta que la intensidad del movimiento en la dirección  $X$  está especificada por las ordenadas espectrales de diseño  $a$ , entonces la intensidad del movimiento en la dirección  $Y$  se especificará mediante  $\gamma a$ . En el caso de México, se acepta que los componentes horizontales del movimiento sísmico tienen la misma intensidad ( $\gamma = 1$ ). Así, la ecuación 3.6 se reduce a la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, propuesta en la sección de recomendaciones.

Al despreciar el efecto del componente vertical, como se puede apreciar en la ecuación de combinación propuesta, se introducen errores del lado de la inseguridad. Esta es la razón por la que se exige considerar este componente.

Se propone tomar en cuenta la componente vertical con base en un estudio donde se revisaron con profundidad y detalle las propuestas de distintos reglamentos internacionales y diversas investigaciones publicadas en la literatura (Perea, 2002; Perea y Esteva, 2005). En versiones previas de este Manual y de otros cuerpos normativos, era práctica común de diseño exigir la consideración del componente vertical de movimientos del terreno al multiplicar el máximo horizontal por un factor constante, que en este Manual era de  $2/3$ . Aunque aparentemente práctico, el procedimiento era conceptualmente erróneo, ya que no considera las diferencias entre los periodos dominantes de vibración correspondientes a cada dirección. Muchos estudios a nivel mundial ya habían resaltado la conveniencia de poner este factor en función del periodo vertical de vibración de la estructura (Perea y Esteva, 2005).

Las ecuaciones propuestas para tomar en cuenta el componente vertical son con base en el estudio de los promedios de los cocientes espectrales y sus desviaciones estándar correspondientes presentado por Perea y Esteva (2005), y que se muestran en la figura 3.22. Las ecuaciones se muestran en línea gruesa, y se observa que cubre razonablemente las aceleraciones verticales que pueden presentarse en estructuras con un periodo fundamental de vibración vertical hasta de un segundo. Dado que normalmente el periodo fundamental de vibración en sentido vertical de estructuras de edificios es notablemente menor que sus correspondientes periodos fundamentales de vibración en dirección horizontal, la propuesta actual debe cubrir razonablemente la mayor parte de los casos prácticos de diseño de estructuras de edificios.

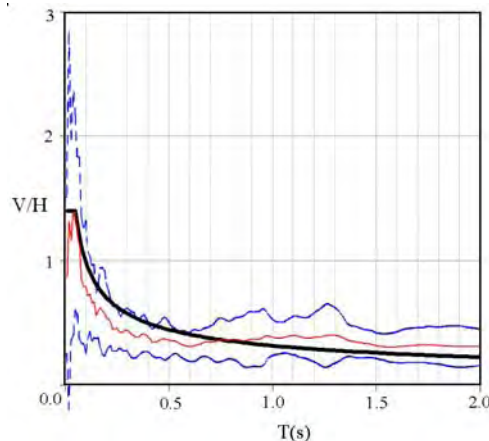


Figura 3.22. Variación de la relación espectral del componente vertical a horizontal (Perea y Esteva, 2005).

En la figura 3.23 se comparan, para la zona sísmica D-I del anterior MDOC-93 (1993), el promedio de registros verticales de registros acelerográficos de esa zona, el espectro vertical propuesto por Perea y Esteva (2005) y el espectro vertical obtenido con el criterio del MDOC-93 (1993). En dicha gráfica se observa que la propuesta reglamentaria anterior es conservadora para estructuras diseñadas con periodos verticales mayores que 0.2s; sin embargo, un gran número de estructuras puede tener en la dirección vertical un periodo menor que 0.2s, y por tanto coincidir con el intervalo para el que la propuesta reglamentaria anterior resulta ser insuficiente (Perea y Esteva, 2005).

Para obtener el coeficiente vertical de diseño es necesario estimar el periodo vertical de la estructura. Sin embargo, aún es común que los programas comerciales actuales, con el propósito de tener un número menor de grados de libertad, consideren en el modelo masas puntuales actuando en un sentido horizontal. Algunos programas de análisis tienen la opción de considerar la contribución de la masa rotacional y vertical, y modelar con masas discretas que simulen el caso real de masa distribuida. El discretizar la masa y considerar su influencia horizontal, vertical y rotacional, implicará tener un mayor número de grados de libertad en el modelo.

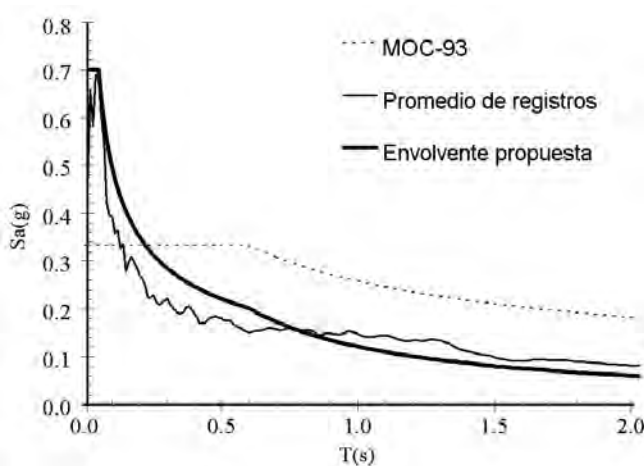


Figura 3.23. Comparación del espectro de diseño vertical (Perea y Esteva, 2005).

A pesar de estas limitaciones en las herramientas de análisis, existen en la literatura propuestas relativamente simples para estimar el periodo de vibración vertical de estructuras con base en marcos, como la de Perea y Esteva para marcos en base rígida o la de Sovero para marcos simples con apoyos fijos y articulados (Perea y Esteva, 2005). La mayor limitante de estas propuestas es representar a los marcos por una viga en voladizo con masa uniformemente distribuida. En cualquier caso, el periodo fundamental en la dirección vertical también puede ser estimado con bastante precisión y en forma sencilla con un modelo de masas discretas, empleando el cociente de Rayleigh o el cociente de Schwartz dado en la ecuación 3.12 de la sección de recomendaciones. Para este caso, se deben considerar las masas y los desplazamientos verticales bajo la acción de cargas de gravedad (Perea y Esteva, 2005).

La importancia del componente vertical en suelos blandos se reduce notablemente con la distancia. Por ello, se establece no tomar en cuenta sus efectos para estructuras desplantadas en suelos blandos y localizadas a más de 80 km de una falla activa.

### 3.3.5.7 Comportamiento asimétrico

La respuesta de una estructura puede diferir en los dos sentidos de una dirección. La causa de esta asimetría puede ser el desplomo de la estructura, ciertas disposiciones estructurales tal como la presencia de mezanines, apéndices y/o la asimetría de carga vertical, impacto de irregularidades estructurales en elevación o la acción de presiones asimétricas de líquidos o del suelo. En estos casos, la acción de la gravedad es favorable en un sentido y desfavorable en el otro. Esto puede implicar desigualdad en las aceleraciones del centro de masa, requeridas en cada uno de los sentidos para que la estructura ceda con comportamiento inelástico. Suponiendo que estas aceleraciones se aplican estáticamente y que su distribución, según la altura del edificio, es la que resulta de su análisis sísmico, sería la diferencia en valor absoluto entre las aceleraciones que producirían que la estructura ceda en un sentido y en el opuesto.

Existen estudios (Ruiz y Rosas, 1990; Terán *et al*, 1998; Terán-Gilmore *et al*, 2000; Terán y Arroyo, 2005) que revelan que el criterio estipulado en las recomendaciones anteriores (MDOC-93, 1993; NTCS-2004, 2004) para tener en cuenta el comportamiento asimétrico puede ser poco conservador y en ocasiones excesivamente conservador. De hecho, entre las limitaciones que tenía dicha propuesta estaban el ser independiente del periodo fundamental de vibración, del comportamiento histerético de la estructura y del tipo de terreno, además cuantificar el nivel de asimetría en fluencia en la estructura exclusivamente a través del desplomo, sin tomar en consideración la resistencia lateral esperada de la estructura, siendo que se ha demostrado que todos estos parámetros tienen un impacto importante (Terán y Arroyo, 2005).

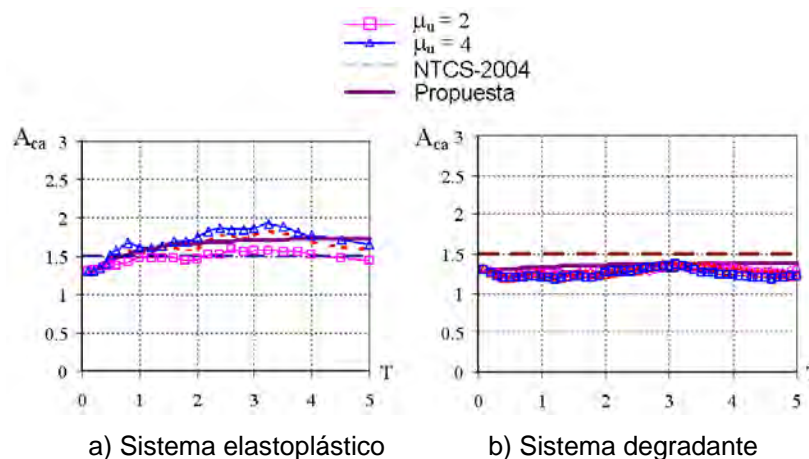


Figura 3.24. Comparación entre los valores medios de  $A_{ca}$  con los valores obtenidos con la ecuación 3.23 y con la propuesta de las NTCS-2004 para terreno firme, para  $d = 0.25$  (adaptado de Terán y Arroyo, 2005).

Esto sucede especialmente cuando existe una asimetría de resistencia importante (dada por el parámetro  $d$ ), tanto para estructuras con comportamiento elastoplástico o degradantes ubicadas en terreno firme (figura 3.24) o en terreno blando (figura 3.25). Por lo tanto, era necesario actualizarlas para reflejar el estado del arte sobre el tema. La propuesta de este Manual toma en cuenta el estudio presentado por Terán y Arroyo (2005), y como se ilustra en las figuras 3.24 y 3.25, corrige varios de los defectos del factor de amplificación de resistencia propuesto en el MDOC-93 y en las NTCS-2004.

Las ecuaciones propuestas para estimar el factor de amplificación de resistencia,  $A_{ca}$  constituyen una base racional para plantear el diseño de la resistencia lateral de estructuras con asimetría en fluencia. Estas ecuaciones son aplicables a estructuras que no exhiban degradación excesiva ni adelgazamiento del ciclo histerético (Terán y Arroyo, 2005).

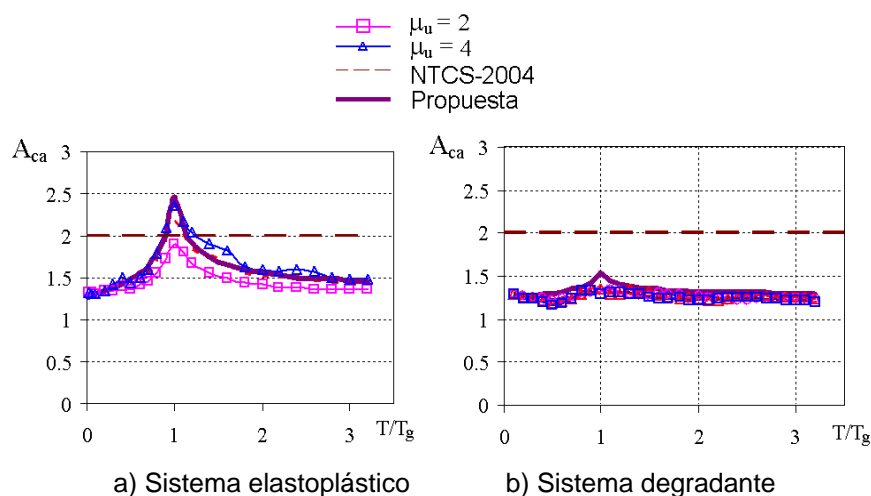


Figura 3.25. Comparación entre los valores medios de  $A_{ca}$  con los valores obtenidos con la ecuación 3.24 y con la propuesta de las NTCS-2004 para terreno blando, para  $d = 0.25$  (adaptado de Terán y Arroyo 2005).

### 3.3.6 ANÁLISIS DINÁMICO

Para aplicar el análisis dinámico no se especifica restricción alguna. Por el contrario, se exige emplear alguno de los métodos dinámicos reconocidos, como el análisis modal espectral y el análisis paso a paso, cuando no se satisfagan las limitaciones que se estipulan para aplicar el análisis estático.

#### 3.3.6.1 Análisis modal espectral

El análisis modal espectral es aplicable al cálculo de la respuesta lineal de estructuras con varios grados de libertad sujetas a movimiento sísmico definido por medio del espectro de diseño. Con rigor, este método dinámico no puede utilizarse para determinar las fuerzas de diseño puesto que éstas son función de la respuesta no lineal de la estructura. Esta situación se resuelve si el comportamiento inelástico se aproxima usando espectros reducidos por ductilidad, sobrerresistencia y redundancia (figura 3.4), entre algunos de los parámetros más significativos. Así, la respuesta no lineal se puede obtener aproximadamente como la respuesta lineal pero modificada por estos conceptos (figura 3.12). Para que este artificio sea aceptable, se necesita que la disipación de energía por comportamiento inelástico sea marcadamente uniforme en la mayor parte de la estructura y que las torsiones de entrepiso en condiciones no lineales guarden cierta relación con las que obran en condiciones lineales.

Con el requisito de considerar por lo menos los tres primeros modos naturales de vibración en traslación horizontal, para cada dirección de análisis, sin considerar el acoplamiento con la rotación respecto a un eje vertical, se desprecian aquellos modos naturales cuyo efecto combinado no

modificaría las fuerzas de diseño significativamente. Este requisito es necesario cuando se trata de estructuras de periodo fundamental largo.

Si se reconoce explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad en traslación y rotación, el  $n$ -ésimo modo natural en la dirección de análisis debe interpretarse como el modo natural acoplado que mayor semejanza guarda con el  $n$ -ésimo modo natural desacoplado, debido a que aparecerán modos intermedios que acoplan los movimientos. Esta revisión requiere cierta experiencia y conocimiento del comportamiento estructural.

Una manera de incluir todos los modos necesarios consiste en tomar en cuenta todos los modos necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura. En forma simplificada, los modos que contribuyen en forma significativa a la respuesta son aquéllos cuyo peso es mayor que el 90% del peso total.

Cuando en el análisis modal espectral se considera el acoplamiento entre los tres grados de libertad asignados a cada nivel (dos de traslación horizontal y uno de torsión), se estarán incluyendo tanto la amplificación dinámica como las torsiones que obran en el resto de los entrepisos. Bastará entonces tomar en cuenta, adicionalmente, la excentricidad accidental.

Para poner en contexto algunas de estas recomendaciones, a continuación se resumen brevemente conceptos fundamentales de la dinámica estructural para el análisis modal espectral de sistemas de varios grados de libertad, que el interesado podrá ampliar en libros especializados (Clough y Penzien 1995, Chopra 2007). El movimiento de las masas de una estructura de varios grados de libertad sometida a excitación en su base está gobernado por la ecuación matricial de equilibrio dinámico:

$$\mathbf{M}_e \ddot{\mathbf{X}}_e + \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{X}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{X}_e = -\ddot{\mathbf{X}}_0(t) \mathbf{M}_e \mathbf{J} \quad (3.11)$$

donde

- $\mathbf{C}_e$  es la matriz de amortiguamiento de la estructura
- $\mathbf{K}_e$  es la matriz de rigideces de la estructura
- $\mathbf{X}_e$  es el vector de desplazamientos relativos al apoyo de la estructura
- $\ddot{\mathbf{X}}_0$  es la aceleración del terreno

Según el análisis modal, la solución de la ecuación 3.11 en cualquier instante se puede expresar como la combinación de las respuestas debidas a la participación de cada uno de los modos naturales de vibración. En consecuencia, la respuesta total es:

$$\mathbf{X}_e(t) = \sum_{n=1}^{N_g} \phi_n D_n(t) \mathbf{Z}_n \quad (3.12)$$

donde

- $N_g$  representa el número de grados de libertad de la estructura
- $D_n$  el desplazamiento de un oscilador, con frecuencia natural igual a la del modo  $n$ ,  $\omega_n$
- $\phi_n$  es el coeficiente de participación del modo  $n$
- $\mathbf{Z}_n$  es el  $n$ -ésimo modo natural de vibración que se obtiene al resolver el problema de valores característicos definido por la ecuación matricial homogénea:

$$[\mathbf{K}_e - \omega_n^2 \mathbf{M}_e] \mathbf{Z}_n = 0 \quad (3.13)$$

El coeficiente de participación modal se determina como:

$$\phi_n = \frac{\mathbf{Z}_n^T \mathbf{M}_e \mathbf{J}}{\mathbf{Z}_n^T \mathbf{M}_e \mathbf{Z}_n} \quad (3.14)$$

Para fines de diseño sólo es de interés conocer los desplazamientos máximos de la estructura. Partiendo de la ecuación 3.12, la  $n$ -ésima respuesta modal máxima se define como:

$$\mathbf{X}_n = \phi_n \text{Sd}(T_n) \mathbf{Z}_n \quad (3.15)$$

donde

$T_n$  es el  $n$ -ésimo periodo natural de vibrar igual a  $2\pi/\omega_n$

$\text{Sd}$  es el desplazamiento espectral correspondiente a ese periodo, es decir:

$$\text{Sd}(T_n) = \frac{\text{Sa}(T_n)}{\omega_n^2} \quad (3.16)$$

siendo  $\text{Sa}(T_n) = a(T_n, \beta)g$  la aceleración espectral de diseño. Entonces, la  $n$ -ésima respuesta modal máxima en términos de aceleración espectral y reducida por ductilidad, y sobrerresistencia y redundancia resulta ser:

$$\mathbf{X}_n = \frac{\phi_n}{\omega_n^2} \frac{\text{Sa}(T_n)}{Q'(T_n) R(T_n) \rho} \mathbf{Z}_n \quad (3.17)$$

Las fuerzas sísmicas máximas que se producen al vibrar la estructura en su  $n$ -ésimo modo son:

$$\mathbf{P}_n = \mathbf{K}_e \mathbf{X}_n \quad (3.18)$$

Dado que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas es una cota superior de la respuesta total de la estructura. Por ello, las respuestas modales  $S_n$ , donde  $S_n$  puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc, se combinarán para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo con el criterio probabilista de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o método SRSS (Newmark y Rosenblueth, 1971) dado por la ecuación 3.31 de las recomendaciones, siempre que los periodos de los modos naturales difieran al menos entre sí.

Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición, por ejemplo de estructuras con torsión o apéndices, se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. En estos casos procede emplear el criterio probabilista de la combinación cuadrática completa o método CQC (Newmark y Rosenblueth, 1971), dado por las ecuaciones 3.32 y 3.33 de las recomendaciones.

Cuando las frecuencias naturales de los modos de vibrar por incluir se encuentran suficientemente separadas, el método de combinación de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados provee una muy buena aproximación, ya que la correlación entre los modos es baja. Sin embargo, cuando sus frecuencias se encuentran cercanas, es necesario considerar la correlación entre ellos. Para esto se propone el método de combinación cuadrática completa (CQC) con una variante del coeficiente de correlación que no depende de las características de la excitación (Newmark y Rosenblueth, 1971).

Se sugiere suponer en el análisis modal  $\zeta_n = \zeta_m = 0.05$ , a menos que se justifique otro valor, por ejemplo, con base en estudios experimentales o en recomendaciones disponibles en la literatura. Cabe señalar que es práctica común suponer valores de amortiguamiento mayores al 5% del crítico para los modos superiores. Sin embargo, en ese caso debe tenerse particular cuidado que con los valores propuestos no se sobre amortigüe tanto a los modos superiores con respecto al modo fundamental que terminen por dominar la respuesta dinámica, particularmente si se usa amortiguamiento tipo Rayleigh proporcional a la masa y a la rigidez, como se ha ilustrado en otros estudios (Tena-Colunga y Abrams, 1992).

### **3.3.6.2 Análisis paso a paso**

En el análisis paso a paso se exige que se empleen, por lo menos, cuatro movimientos representativos. Con ello, se pretende evitar que se realicen diseños inseguros cuando la respuesta estructural sea más sensible a unos temblores que a otros, aún cuando estos sean representativos de la misma intensidad, duración y contenido de frecuencias.

Si se espera que se presente el acoplamiento entre los tres grados de libertad que se pueden asignar a cada nivel y en el análisis paso a paso se decide ignorarlo, deberán tomarse en cuenta todas las disposiciones concernientes a torsión de entrepiso.

En libros de dinámica estructural (Clough y Penzien, 1995; Chopra, 2007) se presentan un conjunto de métodos tanto de integración directa como de superposición modal, así como los algoritmos correspondientes que pueden ser utilizados para el análisis paso a paso.

### **3.3.6.3 Revisión por cortante basal**

Con la revisión por cortante basal se asegura que el cortante en la base no se tomará menor que el 90% del que se suministraría en un análisis estático con la opción en que se toma en cuenta el periodo fundamental de la estructura. Esto obedece a que en los análisis dinámicos se pueden introducir más errores que en los estáticos y por ello, es necesario tomar cierta protección ante errores importantes del lado de la inseguridad.

### **3.3.6.4 Efectos especiales**

Las disposiciones que se refieren a los momentos torsionantes, efectos de segundo orden, efectos combinados de los movimientos del terreno y el comportamiento asimétrico obedecen a las mismas consideraciones establecidas en relación con el análisis estático.



Si los momentos de volteo calculados dinámicamente se determinan incorrectamente a partir de las fuerzas cortantes de diseño en lugar de una combinación de momentos modales, en teoría, procedería la reducción establecida para los momentos de volteo calculados estáticamente. Sin embargo, cuando el análisis modal se aplica en forma rigurosa, no se requiere de esta reducción, puesto que se calculan directamente los momentos de volteo máximos asociados con una probabilidad de excedencia.

Existe todavía una razón para reducir el momento de volteo calculado dinámicamente. En efecto, el volteo de la cimentación puede ocasionar que sus bordes se levanten del suelo durante lapsos cortos, lo que se traduce en disminuciones de las sollicitaciones sísmicas. En consecuencia, se permite reducir el momento de volteo calculado dinámicamente exclusivamente para la cimentación.

### **3.3.7 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE**

Es necesario verificar que no se alcance ninguno de los estados límite estipulados en las recomendaciones.

#### **3.3.7.1 Desplazamientos horizontales por limitación de daños a elementos no estructurales (límite de servicio)**

Se establecen límites en los desplazamientos obtenidos para el nivel de servicio porque se deben evitar daños en elementos no estructurales en sismos menores que el considerado para la resistencia de la estructura ante el nivel de colapso, en que se debe garantizar que la estructura mantenga su estabilidad.

#### **3.3.7.2 Desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso**

En la revisión de desplazamientos horizontales para seguridad contra colapso, se considera que el comportamiento idealizado supuesto en este cuerpo normativo corresponde al ilustrado en la figura 3.12 y es por ello que así se estiman los desplazamientos inelásticos de diseño a partir de los obtenidos de análisis elásticos con fuerzas sísmicas reducidas por conceptos de ductilidad, redundancia y sobrerresistencia.

Partiendo de la definición del factor de reducción de resistencia, se tiene que  $Q' = R_y(1)/R_y(Q) = K_e S_d(1)/K_e D_y$ , donde  $K_e$  es la rigidez lateral de la estructura,  $S_d(1)$  es la máxima deformación elástica,  $D_y$  es la deformación de fluencia,  $R_y(1)$  es la resistencia elástica y  $R_y(Q)$  es la resistencia inelástica para ductilidad  $Q$ . Como  $D_y = S_d(Q)/Q$ , siendo  $S_d(Q)$  la máxima deformación inelástica, se llega a  $S_d(Q) = S_d(1) Q/Q'$

Para estructuras con comportamiento histerético degradante ubicadas en suelos blandos no se corrigen los desplazamientos inelásticos dividiéndolos con el coeficiente  $A_{cd}$ , dado que, de manera análoga a la corrección por irregularidad, éste factor amplifica las fuerzas de diseño, pero conceptualmente han sido obtenidos y comparados para desarrollar las mismas capacidades de deformación que sistemas elastoplásticos, por lo que esta capacidad de deformación ya está incluida en el factor de comportamiento sísmico  $Q$ .

Los valores de distorsiones permisibles propuestos en la tabla 3.3 coinciden en su mayoría con lo propuesto en el Apéndice A de las NTCS-2004 y valores propuestos en otros reglamentos internacionales como FEMA-302 (1997), FEMA-368 (2001), ASCE-7 (2005) e IBC-2006 (2006).

Sin embargo, existen ajustes para las estructuras de mampostería, dado que erróneamente se daban valores muy altos en el Apéndice A de las NTCS-2004 (2004), más cercanas a las de los reglamentos de los Estados Unidos y mayores a las dadas por las NTCM-2004, que se basan en estudios experimentales de las modalidades de mampostería que se utilizan en México (por ejemplo Aguilar *et al*, 1994; Ruiz, 1995; Zepeda *et al*, 1996; Alcocer, 1997; Alcocer *et al*, 1999; Flores y Alcocer, 2001; Zepeda *et al*, 2001).

Los valores propuestos en los reglamentos de los Estados Unidos son válidos para las estructuras de mampostería reforzada que ellos emplean, que entre otras cosas, utilizan piezas industrializadas de una calidad muy superior a la disponible actualmente en el mercado mexicano. Además, en la práctica estadounidense se utiliza una cuantía mayor de refuerzo vertical y horizontal que la modalidad mexicana, y en zonas sísmicas siempre se emplea refuerzo vertical y horizontal. De hecho, en los Estados Unidos el refuerzo horizontal consiste de barras corrugadas que generalmente se colocan en piezas especiales llamadas coloquialmente en México “medias cañas”.

En México, en cambio, lo común es utilizar mampostería confinada con castillos y dalas y, en esta modalidad no se requiere utilizar forzosamente de refuerzo horizontal y, cuando se proporciona, normalmente se hace con alambres o mallas de bajo calibre, según lo establecen las NTCM-2004.

Por estas razones es que los valores propuestos para las estructuras de mampostería coinciden con los propuestos en las NTCM-2004 y no con los de las NTCS-2004. Se han incorporado también valores de distorsión para muros con base en bloques de concreto (Treviño, 2006) y para mampostería combinada y confinada (Tena *et al*, 2007), basados en ensayos experimentales recientes.

Cabe señalar que los valores propuestos en la tabla 3.3 reflejan el estado de arte actual de esta materia a nivel mundial, pero se requiere de más investigación experimental y analítica que permita depurar esta propuesta para los distintos sistemas estructurales y materiales empleados en edificios.

### 3.3.7.3 Rotura de vidrios

La holgura especificada en el estado límite por rotura de vidrios se expresa en términos de la deformación de entrepiso causada, exclusivamente, por cortante en el entrepiso. No es necesario incluir el giro de entrepiso debido al acortamiento o alargamiento de columnas, ni a la rotación de la base por interacción suelo-estructura. Se propone emplear el nivel de colapso para esta revisión, ya que se debe evitar la rotura de cristales que puede ocasionar la pérdida de vidas humanas.

El coeficiente de aceleración del terreno,  $a_0$ , con que debe calcularse la fuerza de inercia horizontal en el estado límite de falla de la cimentación, es el que corresponde al diseño de estructuras rígidamente ligadas al terreno.

### 3.3.7.4 Separación con estructuras adyacentes

Este criterio se mantiene sin cambio alguno con respecto al Manual anterior (MDOC-93, 1993).

Como se comenta en Tena-Colunga (1999), se establece que una estructura en cualquier nivel  $n$  debe estar separada de los linderos como mínimo a un desplazamiento  $d_M^n$  calculado por

$$d_M^n = \sum_{j=1}^n (\Delta_{Mj} + \Delta_c) h_j \geq 5 \text{ cm} \quad (3.19)$$

donde

- $\Delta_{Mj}$  es la distorsión máxima de diseño en el nivel  $j$  de la estructura
- $h_j$  es la altura del entrepiso  $j$
- $\Delta_c$  es la distorsión adicional por efecto de cabeceo (interacción suelo-estructura) y cuyo valor depende del factor de sitio,  $F_s$

Si se emplea el método simplificado, la ecuación 3.19 se reduce a:

$$d_M^n = \sum_{j=1}^n \Delta_c h_j \geq 5 \text{ cm} \quad (3.20)$$

Donde el valor de  $\Delta_c$  aumenta para considerar indirectamente la distorsión máxima de diseño. Los edificios adyacentes deben estar separados a una distancia mínima  $d_{MT}^n$  dada por:

$$d_{MT}^n = d_{M1}^n + d_{M2}^n \quad (3.21)$$

donde

$d_{M1}^n$  y  $d_{M2}^n$  son los desplazamientos para los edificios adyacentes

Si los edificios adyacentes tienen la misma altura, estructuración y las losas coinciden a la misma altura en todos los niveles, este desplazamiento se reduce a la mitad, es decir:

$$d_{MT}^n = \frac{d_{M1}^n + d_{M2}^n}{2} \quad (3.22)$$

El criterio es conservador, sobre todo si se compara con lo propuesto en otros reglamentos de diseño sísmico, y se estableció originalmente en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento del Distrito Federal de 1987 con base en la importante cantidad de edificios de la ciudad de México que sufrieron daño severo o colapso por concepto de choque estructural amplificado por el cabeceo durante el sismo del 19 de septiembre de 1985 (Tena-Colunga, 1999).

Los reglamentos de los Estados Unidos proponen desde hace tiempo utilizar el siguiente criterio para calcular la distancia de separación mínima entre estructuras adyacentes,  $d_{MT}^n$  (Tena-Colunga 1999):

$$d_{MT}^n = \sqrt{(d_{M1}^n)^2 + (d_{M2}^n)^2} \quad (3.23)$$

donde

$d_{M1}^n$  y  $d_{M2}^n$  son los desplazamientos para los edificios adyacentes sin amplificación alguna por cabeceo, es decir, se calculan como:

$$d_M^n = \sum_{j=1}^n \Delta_{Mj} h_j \quad (3.24)$$

Por lo tanto, resulta claro que la propuesta vigente en este Manual pudiera ser bastante conservadora para sitios de la República Mexicana donde no se presenten efectos de amplificación importantes por concepto de interacción suelo-estructura, como los observados en la zona de terreno blando de la ciudad de México, por lo que deberá seguirse revisando este criterio.

### 3.3.8 REVISIÓN DE ESTRUCTURAS EXISTENTES

En la revisión de edificios existentes debe emplearse el factor de comportamiento sísmico que corresponde a las características particulares de sus elementos y estructuración. En esta revisión, la selección del factor de comportamiento sísmico no debe basarse solamente en la evidencia del diseño. Debe verificarse que los detalles estructurales requeridos hayan sido realizados durante la construcción, particularmente si se plantea emplear un factor de comportamiento sísmico de  $Q = 3$  ó  $Q = 4$ . Asimismo, debe tomarse en cuenta que los requisitos para el empleo de estos factores han evolucionado, tornándose más estrictos con el tiempo.

Cuando se lleva a cabo el refuerzo de estructuras existentes con elementos adicionales, es deseable aprovechar las capacidades de disipación de los elementos de refuerzo. Esto, sin embargo, solamente se podrá llevar a cabo cuando los efectos sísmicos sean resistidos predominantemente por el refuerzo, lo que permite tener una cierta reserva de capacidad en forma similar al primer requisito para  $Q = 4$ , en que se tiene una doble línea de defensa. Sin embargo, se debe asegurar que la demanda de ductilidad sea uniforme en la estructura al obligar a que exista compatibilidad entre las fuerzas y resistencias. Para ello, también es necesario asegurar que los diafragmas de piso tendrán la capacidad para distribuir las fuerzas sísmicas entre todos los sistemas resistentes en forma eficiente.

Cuando existe desplomo en una estructura, el efecto de la gravedad tenderá a sumarse a las acciones sísmicas cuando éstas actúen en el sentido del desplomo, pero tenderá a contrarrestarlas en el sentido opuesto. Esto implica que en un sentido el comportamiento inelástico se presentará para cargas laterales menores que en el opuesto. Para tomar en cuenta este aspecto, las fuerzas sísmicas de diseño que se emplearían en el caso que no hubiera desplomo se deberán incrementar. Este aspecto se puede tomar en cuenta directamente en un análisis dinámico por integración considerando el comportamiento no lineal al incluir el desplomo.

# **SECCIÓN 3.4**

## **ESTRUCTURAS TIPO 2 PÉNDULOS INVERTIDOS Y APÉNDICES**

**ÍNDICE**

3.4.1	PÉNDULOS INVERTIDOS.....	111
3.4.2	APÉNDICES.....	111

### 3.4.1 PÉNDULOS INVERTIDOS

En péndulos invertidos es evidente que además de la fuerza de inercia horizontal que actúa en la masa superior se presentan fuerzas de inercia verticales debidas a la aceleración angular de dicha masa, las cuales inducen un momento flexionante adicional en el elemento resistente, que debe tomarse en cuenta.

El método propuesto para considerar las fuerzas verticales sin necesidad de acudir a un análisis dinámico consiste en aplicar la fuerza horizontal, valuar el desplazamiento horizontal y la rotación, y con ésta y el radio de giro de la masa determinar el desplazamiento vertical. Entonces, la fuerza vertical se toma igual a la horizontal multiplicada por la relación entre los desplazamientos vertical y horizontal, la cual al multiplicarla por el radio de giro de la masa y por un factor igual a 1.5, que cubre en general los efectos de amplificación dinámica, se llega a la ecuación para el momento equivalente que se presenta en las recomendaciones.

El criterio de proporcionalidad supuesto entre las aceleraciones horizontal y vertical y los correspondientes desplazamientos es una aproximación que sería rigurosa si la respuesta dinámica se debiera a la participación de un solo modo natural de vibrar y si la configuración obtenida ante la carga lateral coincidiera con la forma de dicho modo.

### 3.4.2 APÉNDICES

El análisis de la respuesta de los apéndices es importante tanto para su propio diseño como por la influencia que puedan tener sobre la respuesta de la estructura en conjunto. Usualmente, para la determinación de fuerzas sísmicas sobre apéndices se fijan coeficientes muy superiores a los correspondientes al resto de la estructura, debido a que frecuentemente ocurren fuertes amplificaciones dinámicas en estos elementos.

El criterio propuesto en las recomendaciones introduce simplificaciones importantes a fin de eliminar la necesidad de acudir a métodos de análisis de interacción entre el apéndice y la estructura. Para ello, la fuerza sísmica de diseño del apéndice se toma como si fuera la que se debería considerar para valuar su influencia sobre el conjunto, pero modificada para tener en cuenta los efectos de interacción apéndice-estructura.

En las fuerzas sísmicas de diseño de apéndices se incluye el factor de amplificación dinámica  $1+c_n/a_0$ , que resulta igual a la unidad para elementos que se desplantan directamente sobre el terreno y tiende a  $c_n/a_0$  a medida que la altura de la estructura principal crece. Este factor no abarca las máximas amplificaciones que pueden presentarse en las situaciones más desfavorables, aunque sí cubre la gran mayoría de los casos de interés práctico. La posible deficiencia en amplificación se puede justificar con base en que la falla de los apéndices es siempre mucho menos grave que la de la estructura misma en que se apoyan.

# **SECCIÓN 3.5**

## **INTERACCIÓN**

### **SUELO-ESTRUCTURA**



---

## ÍNDICE

3.5.1	INTRODUCCIÓN.....	114
3.5.2	SISTEMA EQUIVALENTE.....	114
3.5.2.1	Solución aproximada.....	117
3.5.2.2	Solución rigurosa.....	119
3.5.2.3	Ductilidad efectiva del sistema .....	121
3.5.3	PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS .....	123
3.5.4	RIGIDECES DINÁMICAS.....	125
3.5.5	SISTEMA COMPLETO.....	130

### 3.5.1 INTRODUCCIÓN

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos entre una estructura y el suelo ante sollicitaciones dinámicas. Esta interacción modifica, esencialmente, los parámetros dinámicos de la estructura así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación.

El fenómeno de interacción suelo-estructura puede descomponerse en interacción inercial e interacción cinemática. La parte inercial se debe, fundamentalmente, a la inercia y a la elasticidad del sistema suelo-estructura, lo que ocasiona alargamiento del periodo fundamental de vibración, aumento en el amortiguamiento y la reducción en la ductilidad de la estructura con respecto a la estructura supuesta con apoyo indeformable. Por su parte, la interacción cinemática debida esencialmente a la rigidez y geometría de la cimentación, reduce el movimiento de esta última y le induce torsión y cabeceo por su efecto promediador así como filtra los componentes de alta frecuencia de la excitación.

Para la mayoría de las estructuras efectuar sólo el análisis de interacción inercial teniendo en cuenta los efectos de amplificación de sitio, al determinar el movimiento sísmico en la superficie del terreno, resulta conservador, ya que dicho movimiento corresponde a la excitación de diseño en la vecindad de la cimentación la cual, generalmente, resulta ser más desfavorable que el movimiento efectivo obtenido en un análisis de interacción cinemática.

El amortiguamiento de un sistema suelo-estructura generalmente se incrementa debido a que existe una disipación adicional de energía, producto del amortiguamiento material (comportamiento histerético) y geométrico (radiación de ondas) del suelo. Sin embargo, como la interacción causa una pérdida del amortiguamiento estructural, es posible que se presente una reducción del amortiguamiento del sistema cuando la disipación adicional de energía no compense tal pérdida. A su vez, el periodo fundamental de un sistema suelo-estructura siempre aumenta ya que el conjunto presenta una flexibilidad mayor que la de la estructura desplantada sobre un suelo indeformable. De acuerdo a estudios realizados en sistemas estructurales no lineales (Avilés y Pérez-Rocha, 2004), la ductilidad es función decreciente del alargamiento del periodo por interacción.

Este Manual considera las modificaciones por amortiguamiento, interacción del periodo fundamental y ductilidad que pueden dar lugar a respuestas estructurales mayores o menores, dependiendo de los niveles de amortiguamiento, la posición de los periodos resonantes del espectro de respuesta y la ductilidad.

### 3.5.2 SISTEMA EQUIVALENTE

El sistema equivalente considerado para el análisis de la interacción entre el suelo y la estructura, en el modo fundamental, toma en cuenta sólo los efectos de la interacción inercial. Avilés (1991) presenta un procedimiento de superposición para el análisis completo de interacción suelo-estructura teniendo en cuenta, explícitamente, los efectos de la interacción cinemática.

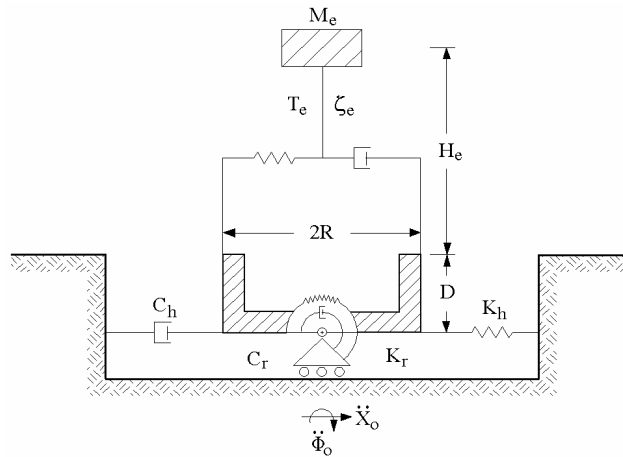


Figura 5.1. Sistema equivalente.

Si el suelo es representado por un conjunto de resortes y amortiguadores equivalentes que expresan su rigidez y amortiguamiento, respectivamente, se obtiene el sistema equivalente mostrado en la figura 5.1. Este sistema no tiene modos naturales clásicos de vibración debido al tipo de amortiguamiento que lo caracteriza; por esta razón no es posible realizar el análisis modal, aunque se puede aplicar el análisis paso a paso, teniendo en cuenta el comportamiento no lineal y el amortiguamiento de la estructura, así como el amortiguamiento material y geométrico del suelo. En este documento, el sistema suelo-estructura se analizará mediante el método de la respuesta compleja en la frecuencia.

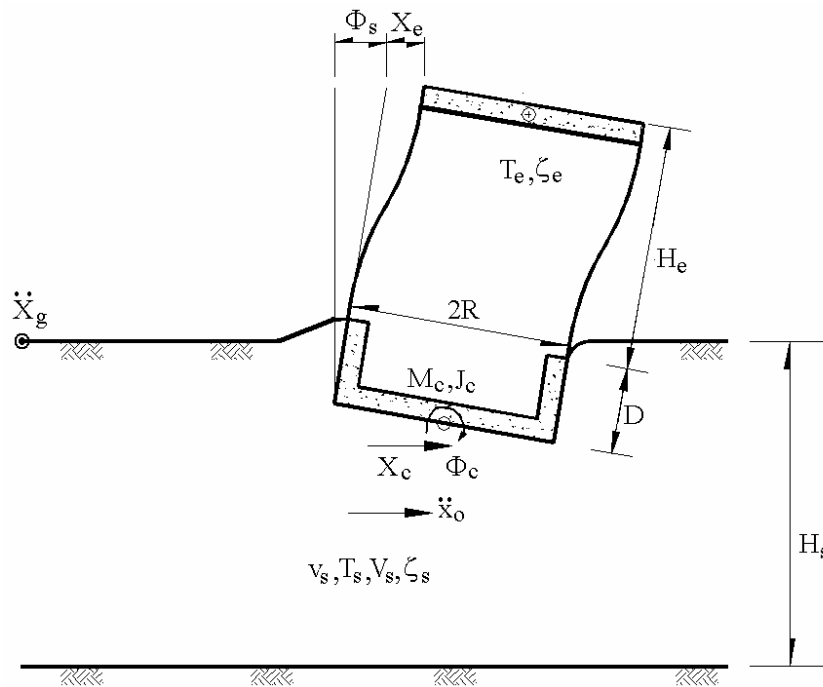


Figura 5.2. Grados de libertad del sistema equivalente.

El sistema equivalente tiene tres grados de libertad (figura 5.2) que son:  $X_e$ , la deformación de la estructura,  $X_c$ , el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento  $X_0$  de campo libre y  $\phi_c$ , la rotación de la cimentación. Según esto, el desplazamiento total de la estructura es  $X_t = X_0 + X_c + (H_e + D)\phi_c + X_e$ . Para obtener las ecuaciones de movimiento del sistema equivalente se debe establecer el equilibrio dinámico de la masa de la estructura en traslación y de la masa de la cimentación en traslación y rotación. Formulando el equilibrio dinámico de las masas en cuestión y ordenando términos, se encuentra que, matricialmente, las ecuaciones de movimiento tienen la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e (H_e + D) + M_c E / 2 \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) + M_c D / 2 & M_e (H_e + D)^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_e \\ \ddot{X}_c \\ \ddot{\phi}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & M_{hr} \\ 0 & C_{rh} & C_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_e \\ \dot{X}_c \\ \dot{\phi}_c \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & K_{hr} \\ 0 & K_{rh} & K_r \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ \phi_c \end{Bmatrix} = -\ddot{x}_0(t) \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e (H_e + D) + M_c E / 2 \end{Bmatrix} \quad (5.1)$$

donde

- $M_e$  es la masa de la estructura
- $K_e$  es la rigidez de la estructura
- $C_e$  es el amortiguamiento de la estructura
- $H_e$  es la altura de la estructura
- $M_c$  es la masa de la cimentación
- $I_c$  es el momento de inercia de la masa de la cimentación respecto al eje de rotación de su base
- $D$  es la profundidad de desplante de la cimentación
- $E$  es la altura del muro lateral de la cimentación
- $K_h$  y  $C_h$  son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación de la cimentación, e igualmente
- $K_r$  y  $C_r$  son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, en el modo de rotación de la cimentación y  $K_{hr} = K_{rh}$  y  $C_{hr} = C_{rh}$  representan la rigidez y el amortiguamiento del suelo acoplados, respectivamente

La ecuación matricial de equilibrio dinámico en el dominio del tiempo también se puede escribir en forma condensada como

$$\mathbf{M}_s \ddot{x}_s + \mathbf{C}_s \dot{x}_s + \mathbf{K}_s x_s = -\ddot{x}_0(t) \mathbf{M}_0 \quad (5.2)$$

donde

- $x_s$  es el vector de coordenadas generalizadas del sistema equivalente
- $\mathbf{M}_0$  es un vector de cargas
- $\mathbf{M}_s$  es la matriz de masas del sistema
- $\mathbf{C}_s$  es la matriz de amortiguamientos del sistema
- $\mathbf{K}_s$  es la matriz de rigideces del sistema

### 3.5.2.1 Solución aproximada

Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico,  $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$ , en estado estacionario, donde  $\omega$  es la frecuencia angular, la respuesta del sistema equivalente se expresa como  $x_e(t) = X_e e^{i\omega t}$ ,  $x_c(t) = X_c e^{i\omega t}$  y  $\phi_c(t) = \Phi_c e^{i\omega t}$ . Despreciando la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento entre la traslación y la rotación de la cimentación, se tiene que la ecuación 5.1 se reduce a

$$\left[ \begin{array}{ccc} K_e & 0 & 0 \\ 0 & K_h & 0 \\ 0 & 0 & K_r \end{array} \right] + i\omega \left[ \begin{array}{ccc} C_e & 0 & 0 \\ 0 & C_h & 0 \\ 0 & 0 & C_r \end{array} \right] - \omega^2 \left[ \begin{array}{ccc} M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e & M_e & M_e (H_e + D) \\ M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D) & M_e (H_e + D)^2 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_e \\ X_c \\ \Phi_c \end{array} \right\} = -\ddot{X}_0 \left\{ \begin{array}{c} M_e \\ M_e \\ M_e (H_e + D) \end{array} \right\} \quad (5.3)$$

Dividiendo los dos primeros renglones de esta ecuación entre  $\omega^2 M_e$  y el tercero entre  $\omega^2 M_e (H_e + D)$ , se llega a

$$\left[ \begin{array}{ccc} \omega_e^2 / \omega^2 (1 + i2\zeta'_e) - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \omega_h^2 / \omega^2 (1 + i2\zeta'_h) - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \omega_r^2 / \omega^2 (1 + i2\zeta'_r) - 1 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} X_e \\ X_c \\ (H_e + D)\Phi_c \end{array} \right\} = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ 1 \\ 1 \end{array} \right\} \quad (5.4)$$

donde

$$\zeta'_e = (\omega / \omega_e) \zeta_e$$

En esta ecuación,  $\omega_e$  es la frecuencia natural de vibración de la estructura supuesta con base rígida y  $\omega_h$  y  $\omega_r$  son las frecuencias naturales de vibración de la estructura supuesta infinitamente rígida y cuya base puede trasladar o girar, respectivamente; estas frecuencias están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e} \quad (5.5)$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e} \quad (5.6)$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e (H_e + D)^2} \quad (5.7)$$

Además,  $\zeta_e$  es la fracción de amortiguamiento viscoso de la estructura supuesta con base indeformable y  $\zeta_h$  y  $\zeta_r$  son las fracciones de los amortiguamientos viscosos del suelo en el modo de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente. Estas fracciones de amortiguamientos están dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\zeta_e = \frac{\omega_e C_e}{2K_e} \quad (5.8)$$

$$\zeta_h = \frac{\omega C_h}{2K_h} \quad (5.9)$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2K_r} \quad (5.10)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones algebraicas dado por la ecuación 5.4, se encuentra que la deformación de la estructura se puede expresar como

$$\left[ 1 + i2\zeta'_e - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + i2\zeta'_e}{1 + i2\zeta_h} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + i2\zeta'_e}{1 + i2\zeta_r} \right] \omega_e^2 X_2 = -\ddot{X}_0 \quad (5.11)$$

La frecuencia y el amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo, puede obtenerse igualando la parte real e imaginaria de la pseudoaceleración en resonancia del sistema equivalente, con la frecuencia natural y el amortiguamiento correspondientes a un oscilador de reemplazo cuyos valores son iguales a la frecuencia y el amortiguamiento efectivos.

La pseudoaceleración del oscilador de reemplazo, sujeto al mismo movimiento del terreno del sistema equivalente, está dada por la ecuación

$$\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e = -\ddot{X}_0 \left[ 1 - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}_e^2} + i2\tilde{\zeta}_e \frac{\omega}{\tilde{\omega}_e} \right]^{-1} \quad (5.12)$$

Según la ecuación 5.11, si se desprecian los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudoaceleración del sistema equivalente se reduce a

$$\tilde{\omega}_e^2 X_e = -\ddot{X}_0 \left[ 1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + i2 \left( \zeta'_e + (\zeta_h - \zeta'_e) \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + (\zeta_r - \zeta'_e) \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right) \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right]^{-1} \quad (5.13)$$

Para la condición de resonancia,  $\omega = \tilde{\omega}_e$ , la igualdad de las partes reales de las ecuaciones 5.12 y 5.13 conduce a que la frecuencia efectiva de la estructura interactuando con el suelo sea

$$\frac{1}{\tilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad (5.14)$$

En tanto que la igualdad de las partes imaginarias, para la condición de resonancia, conduce a que el amortiguamiento efectivo de la estructura interactuando con el suelo sea

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \zeta_h \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \zeta_r \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \quad (5.15)$$

Como se demuestra más adelante, los amortiguamientos del suelo para los distintos modos de vibración de la cimentación son más elevados que el amortiguamiento de la estructura, en especial el amortiguamiento en traslación. Por esta razón y con base en análisis paramétricos, se propone para fines de diseño que el amortiguamiento efectivo sea

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left( \frac{\tilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2 \quad (5.16)$$

Esta fórmula es adecuada para rigideces relativas del suelo y de la estructura, mayores a 2, con lo que se abarca la mayoría de las condiciones de interés práctico. Los amortiguamientos  $C_h$  y  $C_r$  y las rigideces  $K_h$  y  $K_r$  se calculan como se establece en las recomendaciones de la sección 3.5.7.

### 3.5.2.2 Solución rigurosa

El periodo y el amortiguamiento efectivos,  $\tilde{T}_e$  y  $\tilde{\zeta}_e$ , del modo fundamental de la estructura interactuando con el suelo, se pueden determinar rigurosamente analizando el sistema equivalente mediante el método de la respuesta compleja en la frecuencia. El desarrollo de esta solución se presenta a continuación.

Si se considera que el movimiento de campo libre es armónico,  $\ddot{x}_0(t) = \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$ , en estado estacionario, la respuesta del sistema equivalente se expresa como  $x_s(t) = X_s e^{i\omega t}$ . En consecuencia, la ecuación 5.2 se reduce a

$$\left[ \mathbf{K}_s + i\omega \mathbf{C}_s - \omega^2 \mathbf{M}_s \right] X_s = -\ddot{x}_0 \mathbf{M}_0 \quad (5.17)$$

En esta ecuación,  $\mathbf{X}_s = \{X_e, X_c, \Phi\}^T$  es el vector de desplazamientos del sistema. La forma más conveniente de obtener, simultáneamente, el periodo y el amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo consiste en resolver directamente la ecuación 5.17, a fin de calcular funciones de transferencia como las que se muestran en la figura 5.3, cuyas abscisas corresponden a las frecuencias de excitación normalizadas con respecto al periodo de la estructura supuesta con base rígida,  $\omega/\omega_e$ , y las ordenadas corresponden a las respuestas de la estructura interactuando con el suelo, normalizada con respecto a la aceleración del terreno. Las frecuencias y amplificaciones resonantes de estas funciones están asociadas con el periodo y el amortiguamiento efectivos de la estructura interactuando con el suelo, respectivamente.

El periodo y el amortiguamiento efectivos pueden interpretarse como los parámetros dinámicos de un oscilador de reemplazo cuyo cortante basal resonante es equivalente al desarrollado en la estructura del sistema equivalente, para la misma excitación armónica estacionaria de la base. Este razonamiento conduce a igualar las pseudoaceleraciones máximas y las frecuencias naturales asociadas del sistema y el oscilador.

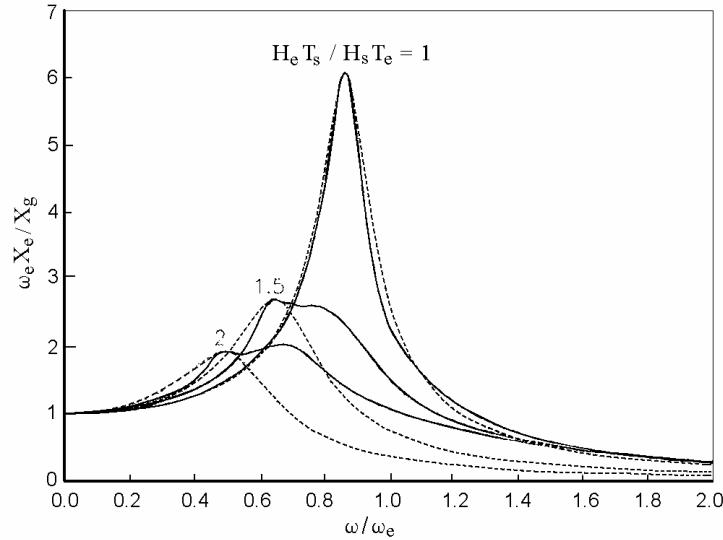


Figura 5.3. Funciones de transferencia para el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (discontinua);  $H_e/R = 1$ ,  $D/R$  y  $H_s/R = 2$ .

Siendo  $\tilde{X}_e$  la deformación del oscilador de reemplazo, el cortante basal de dicho oscilador será

$$\tilde{V}_e = \tilde{K}_e \tilde{X}_e = M_e \tilde{\omega}_e^2 \tilde{X} \quad (5.18)$$

donde

$$\tilde{K}_e = M_e \tilde{\omega}_e^2 \text{ es la rigidez del oscilador de reemplazo.}$$

El cortante basal de la estructura del sistema equivalente es

$$V_e = K_e X_e = M_e \omega_e^2 X \quad (5.19)$$

En estas ecuaciones,  $\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e$  representa la pseudoaceleración del oscilador y  $\omega_e^2 X_e$  la pseudoaceleración del sistema. Igualando cortantes y pseudoaceleraciones para la condición de resonancia,  $\omega = \tilde{\omega}_e$ , se obtiene que la deformación de la estructura del sistema equivalente, en términos de la deformación del oscilador de reemplazo, es igual a

$$X_e^{\max} = \frac{\tilde{\omega}_e^2}{\omega_e^2} \tilde{X}_e^{\max} \quad (5.20)$$

donde

$$X_e^{\max} \text{ y } \tilde{X}_e^{\max} \text{ son } X_e \text{ y } \tilde{X}_e \text{ evaluadas en } \omega = \tilde{\omega}_e, \text{ respectivamente}$$

Esta ecuación establece la relación que existe entre las deformaciones máximas de una estructura real y una equivalente.

Por otro lado, según la ecuación 5.12 la magnitud del valor resonante de la pseudoaceleración del oscilador de reemplazo es



$$\frac{\tilde{\omega}_e^2 \tilde{X}_e^{\max}}{\ddot{X}_0} = \frac{1}{2\tilde{\zeta}_e} \quad (5.21)$$

Igualando esta magnitud con la de la pseudoaceleración correspondiente al pico resonante del espectro de respuesta del sistema equivalente,  $S_{\text{res}} = \omega_e^2 X_e^{\max} / \ddot{X}_0$ , el amortiguamiento efectivo se determina como  $\tilde{\zeta}_e = 1/(2S_{\text{res}})$ . Sin embargo, los valores del amortiguamiento efectivo pueden exceder considerablemente al amortiguamiento estructural, que comúnmente es muy bajo; por esto, los términos de amortiguamiento de segundo orden no deben despreciarse.

Según Clough y Penzien (1975), para estructuras prácticas se tienen relaciones de amortiguamiento  $\zeta < 1/\sqrt{2}$ , relación de frecuencias para una respuesta máxima de  $\sqrt{1-2\zeta^2}$  y respuesta máxima de  $1/(2\zeta\sqrt{1-\zeta^2})$ . Considerando esta situación e igualando las pseudoaceleraciones máximas y los periodos resonantes del sistema de interacción y el oscilador de reemplazo, el amortiguamiento y el periodo efectivos del sistema acoplado quedan definidos como

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \left( 1 - \sqrt{\frac{S_{\text{res}}^2 - 1}{S_{\text{res}}^2}} \right)^{1/2} \quad (5.22)$$

$$\tilde{T}_e = \sqrt{1 - 2\tilde{\zeta}_e^2} T_{\text{res}} \quad (5.23)$$

donde

$T_{\text{res}}$  es el periodo resonante

$S_{\text{res}}$  la respuesta máxima medida en la función de transferencia del sistema acoplado

Con esta analogía se logra, en general, una excelente coincidencia entre la respuesta armónica de la estructura real y la del oscilador de reemplazo; igualmente, la concordancia entre las respuestas máximas ante excitación transitoria también es satisfactoria. No obstante, como la función de transferencia del sistema acoplado no es exactamente la de un oscilador elemental, el concepto de periodo y amortiguamiento efectivos está restringido en algunos casos. Esta limitación se ha observado para estructuras bajas cuya cimentación es desplantada en estratos someros, como se ilustra en la figura 5.3 para cierta combinación de los parámetros del sistema.

Se aprecia que la forma de la función de transferencia del sistema acoplado no puede ser ajustada por medio de la función de transferencia de un oscilador elemental, cuando el contraste de rigideces entre la estructura y el suelo es considerable  $(H_e T_s)/(H_s T_e) \geq 1.5$ . Esto es debido al ensanchamiento que sufre la función de transferencia en sistemas altamente amortiguados. Sin embargo, se espera que esta condición aparezca sólo en casos excepcionales.

### 3.5.2.3 Ductilidad efectiva del sistema

En el diseño es más razonable incluir los efectos inelásticos de interacción que los elásticos. Para el caso de una estructura con base flexible, la respuesta no lineal es considerada aproximadamente igual a la de un oscilador equivalente con base rígida, cuya masa, periodo natural y fracción de

amortiguamiento son iguales a la masa de la estructura y al periodo y amortiguamiento efectivos del sistema para la condición elástica, respectivamente. Para completar la caracterización del oscilador de reemplazo, se define a continuación el concepto de ductilidad.

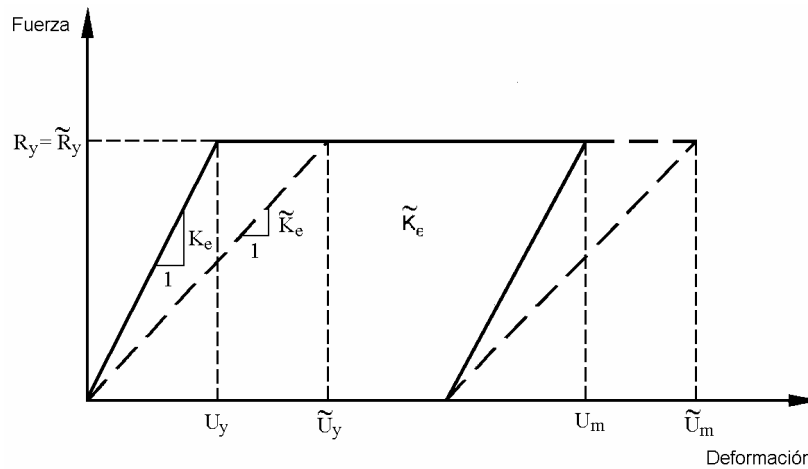


Figura 5.4. Relaciones fuerza-deformación para la estructura real (línea continua) y el oscilador de reemplazo (discontinua), considerando comportamiento elastoplástico.

Las relaciones fuerza-deformación para los elementos resistentes de una estructura dada y del oscilador equivalente se muestran en la figura 5.4. En estos diagramas de resistencia,  $U_y$  y  $\tilde{U}_y$  denotan la deformación de fluencia de la estructura real y del oscilador de reemplazo, respectivamente, mientras que  $U_m$  y  $\tilde{U}_m$  indican las deformaciones máximas absolutas correspondientes. Consecuentemente, los factores de ductilidad se definen en cada caso como  $Q_e = U_m / U_y$  y  $\tilde{Q}_e = \tilde{U}_m / \tilde{U}_y$ .

Dado que la resistencia de fluencia del oscilador equivalente es igual a la de la estructura dada, se tiene que la deformación de fluencia de esta última se relaciona con la primera mediante

$$U_y = \frac{\tilde{K}_e}{K_e} \tilde{U}_y \quad (5.24)$$

donde

$$\tilde{K}_e = 4\pi^2 M_e / \tilde{T}_e^2$$

Considerando que  $T_e = 2\pi\sqrt{M_e / K_e}$ , la ecuación 5.24 puede escribirse de manera alterna como

$$U_y = \frac{T_e}{\tilde{T}_e} \tilde{U}_y \quad (5.25)$$

La capacidad de deformación plástica del oscilador equivalente y de la estructura dada, deben ser idénticas. Por tanto, igualando la disipación de energía plástica de ambos elementos resistentes se tiene

$$(\tilde{U}_m - \tilde{U}_y)\tilde{R}_y = (U_m - U_y)R_y \quad (5.26)$$

Sustituyendo la ecuación 5.25 en la 5.26, considerando que  $\tilde{R}_y = R_y$  y recurriendo a las definiciones de  $Q_e$  y  $\tilde{Q}_e$ , se tiene que la ductilidad efectiva del sistema es

$$\tilde{Q}_e = \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}(Q_e - 1) + 1 \quad (5.27)$$

Esta ecuación, derivada por otro medio por Rosenblueth y Reséndiz (Rosenblueth y Reséndiz, 1988), controla el comportamiento plástico del oscilador de reemplazo. De acuerdo con la ecuación 5.27, se tiene que  $1 \leq \tilde{Q}_e \leq Q_e$ , lo que implica que la ductilidad efectiva del sistema es menor que la ductilidad permisible de la estructura. La ductilidad efectiva,  $\tilde{Q}_e$ , será igual a la ductilidad estructural,  $Q_e$ , para un suelo infinitamente rígido e igual a la unidad para un suelo infinitamente flexible. Partiendo de que  $\tilde{Q}_e < Q_e$ , podría pensarse en la aparición de un daño estructural menor debido a la interacción suelo-estructura; sin embargo, no es así, pues ambas ductilidades implican un nivel de daño exactamente igual, debido a que la deformación plástica que el oscilador equivalente acumula durante los ciclos de histéresis se supone similar a la de la estructura real.

### 3.5.3 PARÁMETROS CARACTERÍSTICOS

La interacción inercial depende de numerosos parámetros tanto del suelo como de la estructura. Para fines de aplicación práctica es conveniente identificar los parámetros adimensionales que sean característicos de los sistemas suelo-estructura, así como conocer la importancia y los rangos de variación de cada uno de ellos. Sobre estos parámetros se tienen los siguientes comentarios:

1. Relación de masas de la cimentación y de la estructura, definida como

$$\tilde{m} = \frac{M_c}{M_e} \quad (5.28)$$

Este parámetro generalmente varía entre 0.1 y 0.3 y prácticamente no influye en la respuesta de los sistemas suelo-estructura, por lo que al despreciarlo los errores introducidos son insignificantes (Wolf, 1985).

2. Relación de momentos de inercia de la masa de la cimentación y de la estructura, definida por

$$\tilde{i} = \frac{I_c}{M_e (H_e + D)^2} \quad (5.29)$$

Por lo general es menor que 0.1 e igualmente no influye de manera considerable en los sistemas suelo-estructura.

3. Densidad relativa de la estructura y del suelo, definida como

$$\tilde{\rho} = \frac{M_e}{\rho_s \pi R^2 H_e} \quad (5.30)$$

Comúnmente varía entre 0.1 y 0.2. La variación de este parámetro tiene poca influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura (Veletos, 1977).

4. Coeficientes de amortiguamiento del suelo y de la estructura,  $\zeta_s$  y  $\zeta_e$ . La influencia del amortiguamiento en la respuesta de sistemas suelo-estructura es determinante. Aunque su rango de variación está comprendido entre 2 y 10 por ciento, frecuentemente se utiliza un valor típico de 5 por ciento, tanto para el suelo como para la estructura.
5. Relación de Poisson del suelo,  $\nu_s$ . Los valores típicos empleados comúnmente son 1/3 para suelos granulares y 0.45 para suelos plásticos. La respuesta de sistemas suelo-estructura depende significativamente de este parámetro.
6. Profundidad relativa del depósito de suelo, dada por

$$\tilde{h}_s = \frac{H_s}{R} \quad (5.31)$$

Los efectos de sitio en la interacción inercial son parcialmente función de este parámetro, cuyo rango de variación se encuentra comprendido normalmente entre 2 y 10.

7. Profundidad de desplante relativa de la cimentación, dada por

$$\tilde{d} = \frac{D}{R} \quad (5.32)$$

El alargamiento del periodo y el aumento del amortiguamiento de estructuras con base flexible son función decreciente de este parámetro, cuyo rango de variación se encuentra comprendido normalmente entre 0 y 1.

8. Relación de esbeltez de la estructura, definida como

$$\tilde{h}_e = \frac{H_e}{R} \quad (5.33)$$

Generalmente varía entre 1 y 5; su influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es fundamental. El periodo efectivo es función creciente de este parámetro, mientras que el amortiguamiento efectivo es función decreciente.

9. Rigidez relativa de la estructura y del suelo, definida como

$$\tilde{r} = \frac{H_e T_s}{H_s T_e} \quad (5.34)$$

Comúnmente varía entre 0 y 2; su influencia en la respuesta de sistemas suelo-estructura es tal que indica la importancia de la interacción inercial.

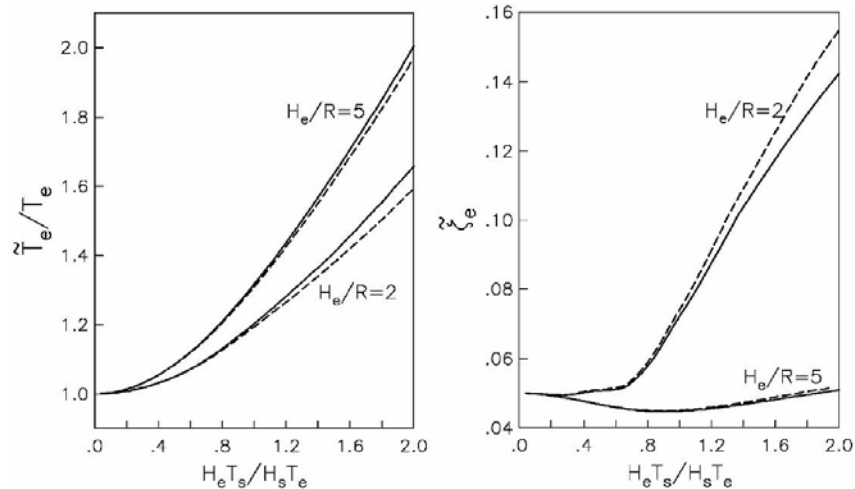


Figura 5.5. Periodos y amortiguamientos efectivos calculados rigurosa(---) y aproximadamente (---)

En la figura 5.5 se muestran variaciones del periodo y del amortiguamiento efectivos, calculados con la técnica rigurosa (línea continua) y con la aproximada (línea discontinua), para sistemas suelo-estructura cuyos parámetros característicos son  $\tilde{d} = 0.5$  y  $\tilde{h}_s = 6$ . Con base en resultados similares se concluyó que las aproximaciones para el periodo y el amortiguamiento efectivos son adecuadas para aquellos sistemas suelo-estructura en que la rigidez relativa de la estructura con respecto al suelo cumpla con la condición  $0 < H_e T_s / (H_s T_e) < 2$ ; asimismo, se encontró que los efectos de la interacción inercial resultan ser despreciables siempre y cuando  $H_e T_s / (H_s T_e) < 0.4$ .

Para fines de aplicación práctica se puede recurrir a Avilés *et al*, 1992, donde se reporta un compendio de periodos y amortiguamientos efectivos de sistemas suelo-estructura típicos.

Los efectos de la interacción cinemática pueden considerarse implícitamente al permitir que el amortiguamiento efectivo calculado sea mayor que el amortiguamiento estructural original, logrando el mismo efecto neto. Por esta razón se considera conveniente imponer la condición  $\tilde{V} / V \leq 1.25$ , la cual se cumple mediante la restricción  $\tilde{\zeta}_s \geq \zeta_e$ . Asimismo, debido a posibles errores de cálculo y/o interpretación, también se considera pertinente limitar las reducciones por interacción estableciendo la condición  $\tilde{V} / V \geq 0.75$ , la cual parece simplemente razonable.

### 3.5.4 RIGIDECES DINÁMICAS

Las rigideces dinámicas o funciones de impedancia de un sistema suelo-cimentación son definidas como la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora (momento) y el desplazamiento

resultante (rotación) en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente.

El significado matemático y físico de las rigideces dinámicas puede ilustrarse empleando una analogía con un sistema discreto de un grado de libertad. Para esto, supóngase la ecuación de movimiento de un oscilador elemental, esto es

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K}\mathbf{x} = \mathbf{p}(t) \quad (5.35)$$

donde

M, C y K son respectivamente la masa, el amortiguamiento y la rigidez del oscilador  
p, x corresponden a la fuerza excitadora y al desplazamiento.

Para una excitación armónica  $\mathbf{p}(t)=\mathbf{P}e^{i\omega t}$  se tiene en el estado estacionario una respuesta también armónica  $\mathbf{x}(t)=\mathbf{X}e^{i\omega t}$ . En estas condiciones, la ecuación 5.35 se reduce a

$$\left(\mathbf{K} + i\omega\mathbf{C} - \omega^2\mathbf{M}\right)\mathbf{X} = \mathbf{P} \quad (5.36)$$

Por definición, la rigidez dinámica de un oscilador es la relación en estado estacionario entre la fuerza excitadora y el desplazamiento resultante, es decir

$$\tilde{\mathbf{K}}(\omega) = \frac{\mathbf{P}}{\mathbf{X}}\left(\mathbf{K} - \omega^2\mathbf{M}\right) + i\omega\mathbf{C} \quad (5.37)$$

Esta ecuación muestra que la rigidez dinámica de un oscilador es una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación. La parte real expresa la rigidez y la inercia del sistema y la parte imaginaria la energía disipada a través de su amortiguamiento.

La función de impedancia del oscilador se acostumbra presentar en términos de la rigidez estática y de los coeficientes de impedancia dependientes de la frecuencia, de la siguiente manera

$$\tilde{\mathbf{K}}(\omega) = \mathbf{K}(k + i\omega c) \quad (5.38)$$

donde

$$k = 1 - (\omega/\omega_e)^2$$

$$c = 2\zeta_e/\omega_e, \text{ siendo } \omega_e \text{ la frecuencia natural y } \zeta_e \text{ el amortiguamiento del oscilador}$$

Los parámetros k y c se conocen como coeficientes de rigidez y de amortiguamiento, respectivamente. Para el oscilador, k decrece con la frecuencia y se hace nulo para la frecuencia natural, en tanto que c permanece constante. La ecuación 5.38 implica que la rigidez dinámica  $\tilde{\mathbf{K}}$  puede expresarse como el producto de la rigidez estática K y de un factor dinámico complejo (k + iωc) que considera las características de inercia y amortiguamiento del sistema; para la frecuencia cero, el factor dinámico se reduce a la unidad real y por tanto la rigidez dinámica coincide con la estática.

Con base en la analogía con un sistema discreto de un grado de libertad, la rigidez dinámica de un sistema continuo suelo-cimentación, figura 5.6, puede expresarse mediante una función compleja dependiente de la frecuencia de excitación, de la forma

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m^0 [k_m(\omega) + i\omega c_m(\omega)] (1 + i2\zeta_s) \quad (5.39)$$

donde  $m$  indica el modo de vibración de la cimentación;  $K_m^0$  es la rigidez estática,  $k_m$  y  $c_m$  son los coeficientes de impedancia y  $\zeta_s$  es el amortiguamiento efectivo del sitio. El factor de normalización  $(1 + i2\zeta_s)$  permite aislar el efecto del amortiguamiento material en los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento, según el principio de correspondencia (Gazetas, 1983).

Los modos de vibración de interés son la traslación horizontal y la rotación de la base de la cimentación. Por tanto, deben definirse impedancias lineales  $\tilde{K}_h$ , a partir de las fuerzas y los desplazamientos a lo largo de los ejes principales de la base, así como impedancias rotacionales  $\tilde{K}_r$ , a partir de los momentos y las rotaciones alrededor de los mismos ejes. Por otro lado, como las fuerzas horizontales a lo largo de los ejes principales de la base producen tanto desplazamientos como rotaciones, también deben definirse impedancias acopladas  $\tilde{K}_{hr}$ , las cuales son originadas fundamentalmente por el enterramiento de la cimentación. El acoplamiento entre la traslación y la rotación es despreciable para cimentaciones tanto superficiales como cimentaciones ubicadas sobre la superficie del terreno.

Si  $K_m$  y  $C_m$  representan respectivamente el resorte y el amortiguador equivalentes del suelo, figura 5.7, la función de impedancia del sistema suelo-cimentación se define, alternativamente, mediante la ecuación compleja

$$\tilde{K}_m(\omega) = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad (5.40)$$

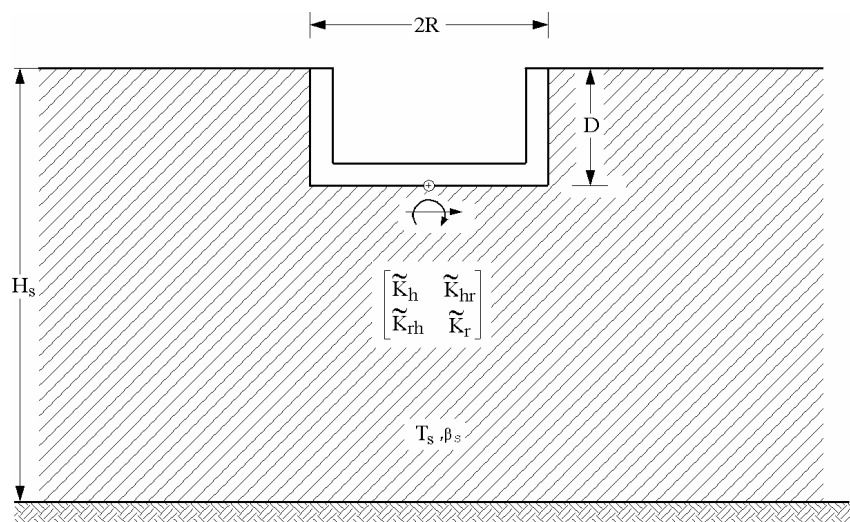


Figura 5.6. Sistema suelo-cimentación

Por tanto, el resorte y el amortiguador se relacionan con los coeficientes de impedancia a través de las ecuaciones

$$K_m = K_m^0 (k_m - 2\zeta_s \omega c_m) \quad (5.41)$$

$$\omega C_m = K_m^0 (\omega c_m + 2\zeta_s k_m) \quad (5.42)$$

donde el amortiguamiento material del suelo interviene tanto en el amortiguador como en el resorte.

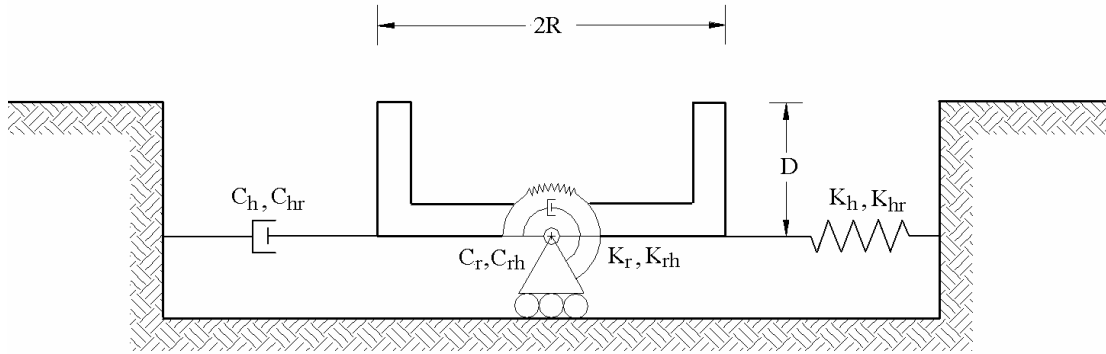


Figura 5.7. Resortes y amortiguadores equivalentes del suelo

La parte real,  $K_m$ , de la función de impedancia representa el resorte equivalente, que expresa tanto la rigidez como la inercia del suelo; cabe mencionar que la rigidez del suelo es esencialmente independiente de la frecuencia, por lo que la dependencia de la frecuencia se debe solamente a la influencia de ésta en la inercia. La parte imaginaria,  $C_m$ , de la función de impedancia representa el amortiguador equivalente que expresa el amortiguamiento material y el geométrico del suelo; el primero es prácticamente independiente de la frecuencia debido al comportamiento histerético, mientras que el segundo es dependiente de la frecuencia a causa del comportamiento viscoso producto de la irradiación de ondas.

Para el caso de un conjunto de  $N$  pilotes conectados a una losa rígida es recomendable tomar en cuenta el efecto de grupo, debido a la interacción entre los pilotes y el suelo. Para tal caso, cabe recurrir a procedimientos eficientes de superposición, como el propuesto por Dobry y Gazetas (1988) para pilotes de fricción; este procedimiento emplea factores de interacción dinámica que reflejan la influencia de un pilote activo sobre otro pasivo, tal como lo hacen los factores de interacción estática introducidos por Poulos (1968). Los factores de interacción dinámica entre los pilotes  $i$  y  $j$ , de diámetro  $d$  y separados una distancia  $\varepsilon$  entre ejes suelen aproximarse, para los diferentes modos de vibración, mediante las siguientes ecuaciones (Gazetas, 1991)

$$\alpha_{ij}^h = \begin{cases} \alpha_p \cos^2 \theta_{ij} + \alpha_s \sin^2 \theta_{ij} & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (5.43)$$

y

$$\alpha_{ij}^v = \begin{cases} \alpha_s & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (5.44)$$

donde

$\theta_{ij}$  es el ángulo entre la línea que une los pilotes  $i$  y  $j$  y la dirección horizontal de análisis



$\alpha_p$  y  $\alpha_s$  son factores de interacción dinámica entre los pilotes, dados por

$$\alpha_p = \left( \frac{2\varepsilon}{d} \right)^{1/2} e^{-(\zeta_s + i)\omega\varepsilon/v_p} \quad (5.45)$$

y

$$\alpha_s = \left( \frac{2\varepsilon}{d} \right)^{1/2} e^{-(\zeta_s + i)\omega\varepsilon/v_s} \quad (5.46)$$

donde

$$i = \sqrt{-1}$$

$v_p = 3.4v_s/\pi(1-\nu_s)$  que representa la velocidad análoga de Lysmer

$\nu_s$  es la relación de Poisson del suelo

Una vez conocida la rigidez dinámica de un pilote individual  $\tilde{K}_h$  y los factores de interacción dinámica entre dos pilotes, es posible aplicar el principio de superposición para calcular la rigidez dinámica de un grupo de pilotes. Según este principio, el desplazamiento horizontal de uno de los pilotes del grupo,  $X_i$ , es el debido a su propia carga más los incrementos causados por las ondas generadas por los demás pilotes; esto es, que para el modo de traslación horizontal

$$X_i = \sum_{j=1}^N \alpha_{ij}^h X_{jj} \quad (5.47)$$

donde

$\alpha_{ij}^h = X_{ij} / X_{jj}$  son los elementos de la matriz  $\alpha_h$  obtenidos con la ecuación 5.43

$X_{ij}$  es el desplazamiento del pilote pasivo  $i$  debido al desplazamiento  $X_{jj}$  del pilote activo  $j$

Por definición de rigidez dinámica, el desplazamiento de un pilote aislado bajo su propia carga se determina como

$$X_{jj} = \frac{F_j}{\tilde{K}_h} \quad (5.48)$$

Sustituyendo la ecuación 5.48 en la ecuación 5.47, se tiene que

$$X_i = \frac{1}{\tilde{K}_h} \sum_{j=1}^N \alpha_{ij}^h F_j \quad (5.49)$$

Para los  $N$  pilotes de un arreglo se tiene la siguiente ecuación matricial

$$\alpha_h \mathbf{F} = \tilde{K}_h \mathbf{X} \quad (5.50)$$

donde

$\mathbf{X}$  es el vector de desplazamientos horizontales de los pilotes

$\mathbf{F}$  es el vector de cargas horizontales sobre los pilotes

Resolviendo la ecuación 5.50, imponiendo un desplazamiento unitario para todos los pilotes del grupo, se obtiene que el vector de fuerzas necesarias en cada pilote está dado por

$$\mathbf{F} = \tilde{\mathbf{K}}_h \mathbf{v}_h \mathbf{J} \quad (5.51)$$

donde

$$\mathbf{v}_h = \boldsymbol{\alpha}_h^{-1}$$

$\mathbf{J}$  es un vector de orden N formado por unos

De esta forma, la rigidez dinámica del conjunto de pilotes es simplemente la suma de estas fuerzas, esto es

$$\tilde{\mathbf{K}}_h^g = \sum_{i=1}^N \mathbf{F}_i = \tilde{\mathbf{K}}_h \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N v_{ij}^h \quad (5.52)$$

La rigidez dinámica de grupo para el modo de rotación puede derivarse mediante un análisis similar al anterior, en que la ecuación 5.50 es reemplazada por

$$\boldsymbol{\alpha}_v \mathbf{P} = \tilde{\mathbf{K}}_v \mathbf{Z} \quad (5.53)$$

donde

$\mathbf{Z}$  es el vector de desplazamientos verticales de los pilotes

$\mathbf{P}$  es el vector de cargas verticales sobre los pilotes

$\boldsymbol{\alpha}_v$  es una matriz con elementos  $\alpha_{ij}^v$  dados por la ecuación 5.44

Al imponer un giro unitario del conjunto de pilotes se tiene que  $\mathbf{Z} = \mathbf{x}$ , siendo  $\mathbf{x}$  el vector de distancias entre el eje de cada pilote y el eje del arreglo, alrededor del cual ocurre la rotación. Resolviendo la ecuación 5.53 se encuentra que la fuerza requerida en cada pilote para cumplir dicha condición está dada por

$$\mathbf{P} = \tilde{\mathbf{K}}_v \mathbf{v}_v \mathbf{x} \quad (5.54)$$

donde

$$\mathbf{v}_v = \boldsymbol{\alpha}_v^{-1}$$

De este modo, la rigidez dinámica del grupo de pilotes es sencillamente la suma de los momentos causados por estas fuerzas, es decir

$$\tilde{\mathbf{K}}_r^g = \sum_{i=1}^N x_i \mathbf{P}_i = \tilde{\mathbf{K}}_v \sum_{i=1}^N x_i \sum_{j=1}^N v_{ij}^h x_j \quad (5.55)$$

### 3.5.5 SISTEMA COMPLETO

Para tener en cuenta los efectos de la interacción inercial en los modos superiores de vibración es necesario analizar el sistema suelo-estructura completo (Avilés, 1991), tal como se muestra en la

figura 5.8, donde una estructura con  $N$  grados de libertad está apoyada sobre resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. Debido a las características de amortiguamiento del sistema, éste posee modos no clásicos de vibración en lugar de modos naturales clásicos; es decir, sus modos naturales de vibración no existen necesariamente en el dominio real, sino en el complejo. Por tal razón y por la dependencia que presentan tanto los resortes como los amortiguadores de apoyo de la frecuencia de excitación, la solución es obtenida en el dominio de la frecuencia mediante la síntesis de Fourier.

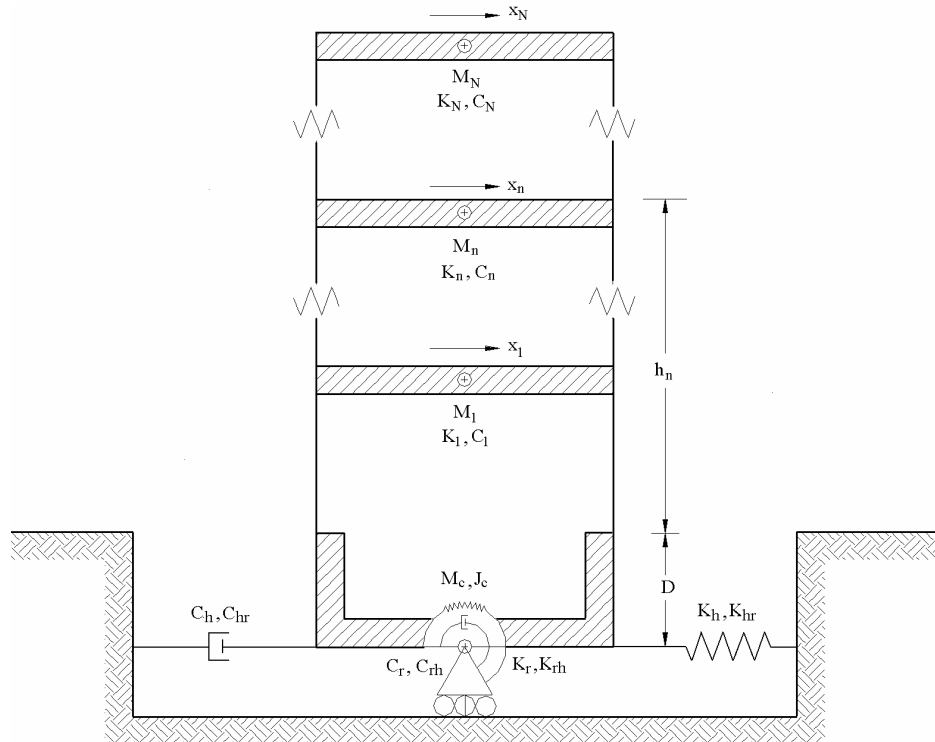


Figura 5.8. Sistema suelo-estructura completo.

Los grados de libertad del sistema suelo-estructura son:  $\mathbf{x}_e$ , el vector de desplazamientos de la estructura relativos a su base,  $x_c$ , el desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento  $x_0$  de campo libre y  $\phi_c$ , la rotación de la cimentación. Así, el vector de desplazamientos totales de la estructura  $\mathbf{x}_t = (x_0 + x_c)\mathbf{J} + \phi_c\mathbf{H} + \mathbf{x}_e$ , siendo  $\mathbf{J}$  un vector de orden  $N$  formado por unos y por  $\mathbf{H} = \{h_1 + D, h_2 + D, \dots, h_N + D\}^T$ . Las ecuaciones de equilibrio dinámico del sistema suelo-estructura pueden formularse a partir del equilibrio de fuerzas en la estructura y del equilibrio de fuerzas y momentos en la cimentación, esto es

$$\mathbf{M}_e [\ddot{\mathbf{x}}_c \mathbf{J} + \ddot{\phi}_c \mathbf{H} + \ddot{\mathbf{x}}_e] + \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{x}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{x}_e = -\mathbf{M}_e \ddot{x}_0(t) \mathbf{J} \quad (5.56)$$

$$M_c [\ddot{x}_c + (D/2)\ddot{\phi}_c] + C_h \dot{x}_c + C_{hr} \dot{\phi}_c + K_h x_c + K_{hr} \phi_c - V = -M_c \ddot{x}_0(t) \quad (5.57)$$

$$J_c \ddot{\phi}_c + C_r \dot{\phi}_c + C_{hr} \dot{x}_c + K_r \phi_c + K_{hr} x_c + M_c \frac{D}{2} \ddot{x}_c - M = -M_c \frac{D}{2} \ddot{x}_0(t) \quad (5.58)$$

donde

$\mathbf{M}_e$ ,  $\mathbf{C}_e$  y  $\mathbf{K}_e$  son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, respectivamente, de la estructura supuesta con base rígida

$V = \mathbf{J}^T \{ \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{x}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{x}_e \}$  es el cortante en la base de la estructura

$M = \mathbf{H}^T \{ \mathbf{C}_e \dot{\mathbf{x}}_e + \mathbf{K}_e \mathbf{x}_e \}$  es el momento de volteo en la base de la cimentación.

Si el cortante y el momento de volteo basales se expresan en términos de la ecuación 5.56 y se sustituyen en las ecuaciones 5.57 y 5.58, respectivamente, se obtiene la ecuación matricial de movimiento

$$\mathbf{M}_s \ddot{\mathbf{x}}_s + \mathbf{C}_s \dot{\mathbf{x}}_s + \mathbf{K}_s \mathbf{x}_s = -\ddot{\mathbf{x}}_0(t) \mathbf{M}_0 \quad (5.59)$$

donde

$\mathbf{x}_s = \{ \mathbf{x}_e^T, x_c, f_c \}^T$  es el vector de coordenadas generalizadas del sistema cuyo orden es  $N+2$ .

Además,  $\mathbf{M}_0$  es un vector de carga definido por

$$\mathbf{M}_0 = \left\{ \begin{array}{c} \mathbf{M}_e \mathbf{J} \\ \mathbf{J}^T \mathbf{M}_e \mathbf{J} + \mathbf{M}_c \\ \mathbf{H}^T \mathbf{M}_e \mathbf{J} + \mathbf{M}_c \mathbf{D} / 2 \end{array} \right\} \quad (5.60)$$

mientras que  $\mathbf{M}_s$ ,  $\mathbf{C}_s$ , y  $\mathbf{K}_s$  son respectivamente las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema, estructuradas de la siguiente manera

$$\mathbf{M}_s = \left[ \begin{array}{ccc} \mathbf{M}_e & \mathbf{M}_e \mathbf{J} & \mathbf{M}_e \mathbf{H} \\ \mathbf{J}^T \mathbf{M}_e & \mathbf{J}^T \mathbf{M}_e \mathbf{J} + \mathbf{M}_c & \mathbf{J}^T \mathbf{M}_e \mathbf{H} + \mathbf{M}_c \mathbf{D} / 2 \\ \mathbf{H}^T \mathbf{M}_e & \mathbf{H}^T \mathbf{M}_e \mathbf{J} + \mathbf{M}_c \mathbf{D} / 2 & \mathbf{H}^T \mathbf{M}_e \mathbf{H} + \mathbf{J}_c \end{array} \right] \quad (5.61)$$

$$\mathbf{C}_s = \left[ \begin{array}{ccc} \mathbf{C}_e & 0 & 0 \\ 0^T & \mathbf{C}_h & \mathbf{C}_{hr} \\ 0^T & \mathbf{C}_{rh} & \mathbf{C}_r \end{array} \right] \quad (5.62)$$

$$\mathbf{K}_s = \left[ \begin{array}{ccc} \mathbf{K}_e & 0 & 0 \\ 0^T & \mathbf{K}_h & \mathbf{K}_{hr} \\ 0^T & \mathbf{K}_{rh} & \mathbf{K}_r \end{array} \right] \quad (5.63)$$

Si se supone que la excitación es armónica,  $\ddot{\mathbf{x}}_0(t) = \ddot{\mathbf{X}}_0 e^{i\omega t}$ , en estado estacionario, la respuesta también es armónica,  $\mathbf{x}_s(t) = \mathbf{X}_s e^{i\omega t}$ , lo cual implica que la ecuación 5.59 se reduzca a

$$\left[ \mathbf{K}_s + i\omega \mathbf{C}_s - \omega^2 \mathbf{M}_s \right] \mathbf{X}_s = -\ddot{\mathbf{x}}_0 \mathbf{M}_0 \quad (5.64)$$

Esta ecuación representa un sistema complejo de ecuaciones algebraicas que puede resolverse con procedimientos estándar de eliminación gaussiana.

En el dominio de la frecuencia, la respuesta del sistema suelo-estructura puede obtenerse usando la transformada inversa de Fourier (Clough y Penzien, 1975), dada por la ecuación

$$\mathbf{x}_s(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \mathbf{x}_0^*(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (5.65)$$

donde

$\mathbf{x}_s(t)$  es la respuesta original en el tiempo

$\mathbf{x}_s^*(\omega)$  es la respuesta transformada en la frecuencia, definida como

$$\mathbf{x}_s^*(\omega) = \mathbf{H}(\omega) \ddot{\mathbf{x}}_0^*(\omega) \quad (5.66)$$

donde

$\ddot{\mathbf{x}}_0^*(\omega)$  es la transformada directa de Fourier de la excitación (Clough y Penzien, 1975), dada por la ecuación

$$\ddot{\mathbf{x}}_0^*(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \ddot{\mathbf{x}}_0(t) e^{-i\omega t} dt \quad (5.67)$$

$\mathbf{H}(\omega) = (1/\ddot{\mathbf{x}}_0) X_s$  representa el vector de funciones de transferencia del sistema, calculado al resolver la ecuación 5.64 para las frecuencias de interés, como

$$\mathbf{H}(\omega) = (1/\ddot{\mathbf{x}}_0) X_s \quad (5.68)$$

Las ecuaciones 5.65 a 5.67 corresponden a la conocida síntesis de Fourier, cuya implementación en la práctica requiere de su formulación numérica. Para calcular las integrales en su forma discreta debe suponerse la excitación como periódica de periodo  $T$ . Con objeto de minimizar los errores en el caso de excitaciones no periódicas, el periodo considerado debe extenderse más allá de la duración de la excitación, mediante la inclusión de un intervalo significativo de ceros; la selección de tal periodo permite definir el incremento en la frecuencia

$$\Delta\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (5.69)$$

Si el periodo seleccionado se divide en  $M$  intervalos iguales, se define el incremento en el tiempo

$$\Delta t = \frac{T}{M} \quad (5.70)$$

En términos de incrementos, la frecuencia y el tiempo toman las siguientes formas discretas

$$\omega_j = j\Delta\omega; \quad j = 0, 1, \dots, M-1 \quad (5.71)$$

$$t_k = k \Delta t; \quad k = 0, 1, \dots, M-1 \quad (5.72)$$

Empleando las ecuaciones 5.71 y 5.72 en 5.65 y 5.67, se encuentra que el par de transformadas de Fourier discretas por calcular son

$$\mathbf{x}_s(t_k) = \frac{\Delta\omega}{2\pi} \sum_{j=0}^{M-1} \mathbf{x}_s^*(\omega_j) W^{jk}; \quad k = 0, 1, \dots, M-1 \quad (5.73)$$

$$\mathbf{x}_0^*(\omega_j) = \Delta t \sum_{k=0}^{M-1} \mathbf{x}_0(t_k) W^{-jk} \quad j = 0, 1, 2, \dots, M-1 \quad (5.74)$$

donde

$$W = e^{i2\pi/M}$$

La forma más eficiente de calcular las integrales discretas es aplicando un algoritmo de la transformada rápida de Fourier (Paz, 1980), implementado mediante un programa de cómputo.

# **SECCIÓN 3.6**

## **ESTRUCTURAS TIPO 3 MUROS DE RETENCIÓN**

**ÍNDICE**

3.6.1	GENERALIDADES.....	137
3.6.2	CORTANTE BASAL Y MOMENTO DE VOLTEO .....	137
3.6.2.1	Método de solución .....	138
3.6.2.2	Rigidez dinámica de una barra.....	140
3.6.2.3	Campo de desplazamientos lejano .....	140
3.6.2.4	Presiones sobre el muro debidas al campo libre.....	141
3.6.2.5	Cortante basal y momento de volteo sin considerar rotación del muro.....	141
3.6.2.6	Desplazamientos del muro debidos a la rotación.....	142
3.6.2.7	Presiones sobre el muro debidas al campo total de desplazamientos.....	142
3.6.2.8	Desplazamientos del muro debidos a la rotación.....	142
3.6.2.9	Solución numérica.....	143
3.6.3	MOVIMIENTOS COMBINADOS DEL TERRENO.....	145
3.6.4	INFLUENCIA DE LA PRESIÓN DEBIDA AL AGUA.....	145
3.6.5	ESTABILIDAD DE TALUDES.....	146
3.6.6	TABLESTACAS.....	146



### 3.6.1 GENERALIDADES

Las fuerzas inducidas en la masa del suelo por los movimientos del terreno generarán incrementos de esfuerzos y rotación de direcciones principales de esfuerzos y deformaciones, cuyos efectos pueden llevar en ocasiones a tener que considerar de manera explícita la degradación de las propiedades mecánicas del suelo, sobre todo cuando el aumento de la presión intersticial pueda conducir al fenómeno de licuación del suelo.

Deberá revisarse la posibilidad de que se produzcan impactos sobre el muro, tal como puede suceder en apoyos de puentes, cuando el desplazamiento de los muros sea del orden de 100 mm (Anónimo, 1983) La construcción de un dentellón en la base del cimiento solamente es aconsejable cuando se desea incrementar el factor de seguridad contra deslizamiento del muro, pues si por una parte su presencia incrementa el factor de seguridad ante deslizamiento, por la otra, cuando el dentellón se localice en la vecindad del relleno, se incrementa la altura de relleno y además, puede originar efectos secundarios que reducen la estabilidad, aun en condiciones estáticas. Por ello, conviene colocarlo a una distancia intermedia entre el centro y el talón del cimiento, cuidando que el plano de falla del relleno no lo intercepte. Una manera sencilla de dimensionarlo consiste en determinar su posición y peralte,  $L$  y  $h$  respectivamente, con respecto al centro del cimiento de manera que se cumpla  $h \leq (L-B) \tan(0.8\chi)$  para  $L > B/2$ , donde  $\chi$  es el ángulo de inclinación de la superficie de falla y  $B$  el ancho en la base del muro. Estudios experimentales en centrifuga y mesa vibratoria han mostrado que, independientemente de la flexibilidad del muro, la cinemática de la falla en el relleno corresponde aproximadamente a la formación de una cuña, donde la deformación se localiza en una superficie de falla con ángulo de inclinación  $\chi$ .

En realidad, la distribución de presión de tierra sobre el muro no corresponde al caso de cuerpo rígido, lo que se hace más notorio cuando aumenta la flexibilidad del muro y el espesor del relleno. Los resultados muestran que, en la corona del muro, la aceleración es casi siempre 30% mayor que en la base, lo cual permite proponer como factor de amplificación mínimo el valor de 1.33.

### 3.6.2 CORTANTE BASAL Y MOMENTO DE VOLTEO

Para el análisis de muros de retención ante una excitación sísmica, caracterizada por la aceleración de campo libre en el terreno de desplante,  $a_0$ , se supondrá que el suelo de relleno se comporta esencialmente en el intervalo elástico, que el muro es infinitamente rígido, y que el terreno de desplante permite rotaciones del muro. En estas condiciones, los desplazamientos relativos de la estructura de retención serán menores que los que se tendrían al no considerar las rotaciones del muro; sin embargo, ello aún conduce a empujes de tierra conservadores. En efecto, se está despreciando tanto la interacción entre el suelo de relleno y el terreno de cimentación, como la flexibilidad del muro. De acuerdo con la figura 6.1, el terreno de desplante se idealiza como un estrato homogéneo, caracterizado por el módulo de rigidez  $G_s$  y la relación de Poisson  $\nu_s$ . Además se especificará su periodo  $T_s$ , su espesor  $H_s$  y su contraste de impedancias  $p_s$  con el semiespacio en que se apoya. El relleno se caracterizará por su espesor  $H_{re}$ , velocidad de ondas de corte  $V_{s_{re}}$ , relación de Poisson  $\nu_{re}$  y densidad de masa  $\rho_{re}$ . El muro se caracterizará por su masa relativa  $\tilde{m}$ , que se define como:

$$\tilde{\mu} = \mu / \rho_{re} H_{re}$$

donde  $\mu$  es la masa por unidad de área plana del muro. Finalmente, la rigidez del terreno de desplante ante rotaciones del muro se caracterizará por la rigidez dinámica en rotación  $R_{\theta}(\omega)$ .

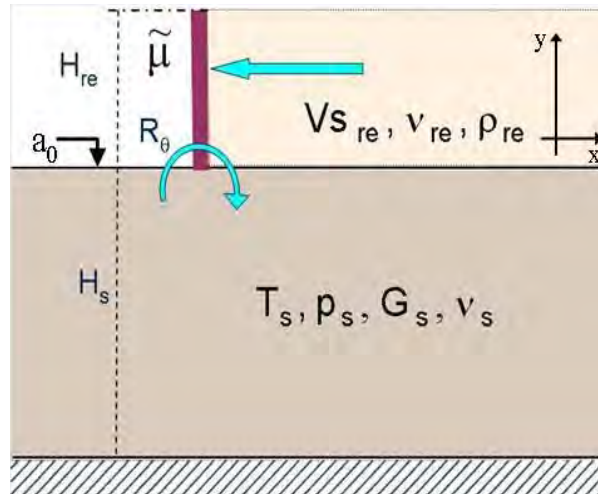


Figura 6.1. Modelo de muro y de relleno desplantados sobre un estrato homogéneo que admite rotaciones del muro

Los valores recomendados para caracterizar la relación de Poisson serán de 0.3 para suelos granulares y 0.45 para suelos arcillosos y limosos. Las velocidades de onda de corte en los rellenos suele depender del grado de compactación del relleno, aunque puede tomarse un valor preliminar de 300 m/s. También se puede recurrir a la tabla 1.2 de la sección 3.1.5.2.1 de estos Comentarios para asignar un valor preliminar a la velocidad de cortante en el relleno. En esa misma tabla se dan valores comunes de peso volumétrico de los que se puede obtener un valor preliminar para la densidad de masa del relleno.

### 3.6.2.1 Método de solución

Para evaluar las acciones producidas por el suelo de relleno sobre un muro, se adoptará la solución propuesta por Veletsos y Younan (1995). Esta se obtiene al superponer la solución homogénea debida a la presión normal ejercida por el muro con la solución particular debida al campo libre de desplazamientos. La magnitud y distribución de estas presiones deben ser tales que los desplazamientos que producen, más los debidos al campo libre, sean iguales a los desplazamientos del muro.

Sea  $u_r(y,t)$  el campo lejano de desplazamientos horizontales en el interior del relleno, relativo al movimiento en la base del relleno. El campo lejano corresponde al campo libre en un estrato de extensión lateral infinita, es decir, un relleno en ausencia de muro. Sea  $w(y,t)$  el desplazamiento horizontal del muro. Las presiones normales sobre el muro,  $\sigma(y,t)$ , necesarias para asegurar la compatibilidad entre los componentes del desplazamiento a lo largo del muro, pueden expresarse como

$$\sigma(y,t) = K(y,t) [u_f(y,t) - w(y,t)] \quad (6.1)$$

donde

$K(y,t)$  es una función de impedancia generalizada o rigidez dinámica del suelo, definida con mayor detalle más adelante

Para un muro impedido de rotar en la base se tiene que  $w=0$ . Otra hipótesis implícita en la ecuación 6.1 es que sólo se consideran los esfuerzos normales sobre el muro, de tensión y compresión, despreciándose los esfuerzos normales verticales. Nótese que esta descripción es independiente de la coordenada horizontal.

El campo de desplazamientos en el interior del relleno sin la presencia del muro cumple con la siguiente ecuación de onda

$$\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{1}{V_{s_{re}}^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (6.2)$$

Si esta ecuación se resuelve por separación de variables y si el campo de desplazamientos se expresa como una combinación lineal de componentes modales, se tiene que

$$u(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} Y_n(y) T_n(t) \quad (6.3)$$

cuya ecuación característica es

$$\frac{Y_n''}{Y_n} = \frac{1}{V_{s_{re}}^2} \frac{T_n''}{T_n} \quad (6.4)$$

Las soluciones armónicas modales para  $Y_n(y)$  y  $T_n(t)$ , son

$$Y_n(y) = \text{sen} \left[ \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} y \right] \quad (6.5)$$

$$T_n(t) = e^{i \omega_n t} \quad (6.6)$$

Sustituyendo las ecuaciones 6.5 y 6.6 en la ecuación 6.4 se tiene

$$\left[ \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} \right]^2 = \frac{\omega_n^2}{V_{s_{re}}^2} \quad (6.7)$$

de aquí que la frecuencia angular del modo  $n$ ,  $\omega_n$ , sea

$$\omega_n = \frac{(2n-1)}{2H_{re}} \pi V_{s_{re}} \quad (6.8)$$

Como se observa, la solución es armónica, con dependencia del tiempo dada por el factor  $e^{i\omega t}$ , donde  $\omega$  es la frecuencia angular,  $t$  el tiempo e  $i = \sqrt{-1}$ . Sin embargo, por simplicidad, este factor se omitirá en adelante.

### 3.6.2.2 Rigidez dinámica de una barra

La impedancia, o rigidez dinámica de la barra, representa la fuerza armónica necesaria para producir un desplazamiento unitario en estado estacionario. Se trata de una cantidad compleja que depende de las características de la barra y de la frecuencia de la excitación. Para una barra viscoelástica, con amortiguamiento independiente de la frecuencia, se tiene la siguiente impedancia:

$$K_n(\omega) = (K_{st})_n \sqrt{(1+i\delta) \left( 1 - \left( \frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 + i\delta \right)}; \quad \text{Im}(K_n) > 0 \quad (6.9)$$

donde

$(K_{st})_n$  es la rigidez estática del modo  $n$ , definida como la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario

$\delta$  es igual a  $2\zeta$ , considerando que  $\zeta$  es el factor de amortiguamiento que típicamente se emplea para modelar el amortiguamiento viscoso de suelos y rellenos (5%)

Por su parte, la rigidez estática para el modo  $n$ , se expresa como:

$$(K_{st})_n = \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} \Psi_\sigma G_{re} \quad (6.10)$$

siendo

$$G_{re} = \rho_{re} V_{s_{re}}^2 \quad (6.11)$$

$$\Psi_\sigma = \sqrt{\frac{2}{1-\nu_{re}}} \quad (6.12)$$

donde

$G_{re}$  es el módulo de rigidez del relleno

### 3.6.2.3 Campo de desplazamientos lejano

De acuerdo con Veletsos y Younan (1995), el campo de desplazamientos lejano, o campo libre, puede obtenerse mediante la siguiente superposición, en términos de los componentes modales del estrato  $Y_n(y)$  (ecuación 6.5)

$$u_r(y, \omega) = \sum_{n=1}^{\infty} U_n(\omega) Y_n(y) = \sum_{n=1}^{\infty} U_n(\omega) \text{sen} \left[ \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} y \right] \quad (6.13)$$

con

$$U_n(\omega) = -\frac{16 \rho_{re} H_{re}^2}{\pi^3 G_{re}} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{1}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 + i\delta} a_0(\omega) \quad (6.14)$$

donde

$a_0(\omega)$  es el espectro complejo de Fourier de las aceleraciones en la base del relleno

### 3.6.2.4 Presiones sobre el muro debidas al campo libre

La presión sobre el muro, a cualquier profundidad, se obtiene multiplicando cada desplazamiento modal por el correspondiente componente de la función de impedancia de la barra

$$\sigma(y, \omega) = \sum_{n=1}^{\infty} K_n(\omega) U_n(\omega) \text{sen} \left[ \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} y \right] \quad (6.15)$$

es decir

$$\sigma(y, \omega) = -\frac{8\Psi_{\sigma}}{\pi^2} \rho_{re} H_{re} \left( \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \frac{\sqrt{1+i\delta}}{\sqrt{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 + i\delta}} \text{sen} \left[ \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} y \right] \right) a_0(\omega) \quad (6.16)$$

### 3.6.2.5 Cortante basal y momento de volteo sin considerar rotación del muro

Considerando los efectos de inercia debidos a la masa del muro, el cortante basal y el momento de volteo se determinan como

$$Q_b^0(\omega) = \int_0^{H_{re}} [\sigma(y, \omega) - \mu a_0(\omega)] dy \quad (6.17)$$

$$M_b^0(\omega) = \int_0^{H_{re}} [\sigma(y, \omega) - \mu a_0(\omega)] y dy \quad (6.18)$$

Estas ecuaciones conducen a

$$Q_b^0(\omega) = - \left( \frac{16\Psi_{\sigma}}{\pi^3} \rho_{re} H_{re}^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \frac{\sqrt{1+i\delta}}{\sqrt{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 + i\delta}} + \mu H_{re} \right) a_0(\omega) = \tilde{Q}_b^0(\omega) a_0(\omega) \quad (6.19)$$

$$M_b^0(\omega) = - \left( \frac{32\Psi_\sigma}{\pi^4} \rho H_{re}^3 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n+1}}{(2n-1)^4} \sqrt{\frac{1+i\delta}{1-\left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 + i\delta}} + \mu \frac{H_{re}^2}{2} \right) a_0(\omega) = \tilde{M}_b^0(\omega) a_0(\omega) \quad (6.20)$$

### 3.6.2.6 Desplazamientos del muro debidos a la rotación

El desplazamiento horizontal del muro a una distancia  $y$  de la base, debido a la rotación, se puede representar como

$$w(y, \omega) = \Theta(\omega)y \quad (6.21)$$

donde

$\Theta(\omega)$  es la amplitud compleja de la rotación del muro, positiva en el sentido horario.

Al expandir estos desplazamientos en términos de los modos naturales de vibrar del estrato,  $Y_n(y)$  (ecuación 6.5), se tiene

$$w(y, \omega) = \sum_{n=1}^{\infty} W_n(\omega) Y_n(y) = \sum_{n=1}^{\infty} W_n(\omega) \text{sen} \left[ \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} y \right] \quad (6.22)$$

donde

$$W_n(\omega) = \frac{8}{\pi^2} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n-1)^2} H_{re} \Theta(\omega) \quad (6.23)$$

### 3.6.2.7 Presiones sobre el muro debidas al campo total de desplazamientos

De acuerdo con la ecuación 6.1, la presión sobre el muro se expresa como

$$\sigma(y, \omega) = \sum_{n=1}^{\infty} K_n(\omega) (U_n(\omega) - W_n(\omega)) \text{sen} \left[ \frac{(2n-1)\pi}{2H_{re}} y \right] \quad (6.24)$$

Los términos que involucran los desplazamientos  $U_n$  representan la presión inducida sobre un muro de base rígida y están dados por la ecuación 6.14, mientras que los términos  $W_n$  representan la contribución de la rotación y están dados por la ecuación 6.23.

### 3.6.2.8 Cortante basal y momento de volteo considerando rotación del muro

La amplitud compleja de la rotación  $\Theta(\omega)$  en la ecuación 6.23 puede determinarse del equilibrio de momentos alrededor de la base del muro, es decir

$$M_b^0(\omega) - \Theta(\omega) M_b^1(\omega) - \frac{1}{2} \mu H_{re}^2 a_0(\omega) + \frac{1}{3} \mu H_{re}^3 \omega^2 \Theta(\omega) = R_\theta(\omega) \Theta(\omega) \quad (6.25)$$

donde

$$\Theta(\omega) = \frac{\tilde{M}_b^0(\omega) - \frac{1}{2}\mu H_{re}^2}{M_b^1(\omega) + R_\theta(\omega) - \frac{1}{3}\mu H_{re}^3 \omega^2} a_0(\omega) = \tilde{\Theta}(\omega) a_0(\omega) \quad (6.26)$$

Aquí  $\tilde{M}_b^0$  es la función de transferencia del momento inducido por las presiones ejercidas sobre el muro con base rígida (ecuación 6.20), mientras que  $M_b^1$  es el momento inducido por las presiones asociadas a una rotación unitaria del muro, que está dado por:

$$M_b^1(\omega) = \frac{16}{\pi^3} \Psi_\sigma G_{re} H_{re}^2 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^3} \sqrt{(1+i\delta) \left( 1 - \left( \frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 + i\delta \right)} \quad (6.27)$$

Finalmente, el momento resultante en la base es

$$M_b(\omega) = R_\theta(\omega) \tilde{\Theta}(\omega) a_0(\omega) = \tilde{M}_b(\omega) a_0(\omega) \quad (6.28)$$

El cortante basal resultante se calcula con la siguiente ecuación

$$Q_b(\omega) = \left[ \tilde{Q}_b^0(\omega) - \tilde{\Theta}(\omega) Q_b^1(\omega) - \mu H_{re} + \frac{1}{2} \mu H_{re}^2 \omega^2 \tilde{\Theta}(\omega) \right] a_0(\omega) = \tilde{Q}_b(\omega) a_0(\omega) \quad (6.29)$$

aquí  $\tilde{Q}_b^0$  es la función de transferencia del cortante debido a la presión actuante en un muro con base rígida (ecuación 6.19), y  $Q_b^1$  es el componente debido a las presiones asociadas con una rotación unitaria del muro, y está dado por

$$Q_b^1(\omega) = \frac{8}{\pi^2} \Psi_\sigma G_{re} H_{re} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n-1)^2} \sqrt{(1+i\delta) \left( 1 - \left( \frac{\omega}{\omega_n} \right)^2 + i\delta \right)} \quad (6.30)$$

### 3.6.2.9 Solución numérica

Para determinar el cortante basal y el momento de volteo causados por sismo en un muro cuyo apoyo es flexible, se requerirá de los siguientes datos del relleno: espesor  $H_{re}$ , velocidad de ondas de corte  $V_{s_{re}}$ , relación de Poisson  $\nu_{re}$  y densidad de masa  $\rho_{re}$ . El muro se caracterizará por su masa por unidad de área plana  $\mu$ . La rigidez del terreno de desplante ante rotaciones del muro estará dada por la rigidez dinámica en rotación  $R_\theta(\omega)$ . En la sección de recomendaciones se dan ecuaciones independientes de la frecuencia correspondientes a una zapata corrida. Esta se podrá sustituir por una descripción más refinada que sea función de la frecuencia. También habrá de caracterizarse la excitación, es decir, el movimiento en la superficie del terreno de desplante, que se especificará con el espectro complejo de Fourier de las aceleraciones  $a_\theta(\omega)$ . A continuación se describe el procedimiento de cálculo de que debe seguirse para evaluar el cortante basal y el momento de volteo.

- 1) Determinése la rigidez rotacional relativa como

$$d_{\theta} = \frac{G_{re} H_{re}^2}{R_{\theta}} \quad (6.31)$$

Si  $R_{\theta}$  es función de la frecuencia, tómesese el valor estático

- 2) Especifíquese el número máximo de modos  $N$  que se tomarán en cuenta. Este número está en función de la rigidez rotacional relativa. Si  $d_{\theta} = 0$ ,  $N$  debe ser pequeño ( $\leq 3$ ). Si  $d_{\theta}$  es grande ( $\approx 5$ )  $N$  deberá ser grande ( $\approx 20$ ).
- 3) Calcúlense las frecuencias  $\omega_n$  ( $n = 1, 2, \dots, N$ ) y el valor de  $\Psi_{\sigma}$ , con las ecuaciones 6.8 y 6.12
- 4) Calcúlense las funciones de transferencia de cortante basal  $\tilde{Q}_b^0(\omega)$  (ecuación 6.19) y momento de volteo  $\tilde{M}_b^0(\omega)$  (ecuación 6.20) sin rotación.
- 5) Calcúlense las amplitudes complejas del cortante basal  $Q_b^1(\omega)$  (ecuación 6.30) y momento de volteo  $M_b^1(\omega)$  (ecuación 6.27), correspondientes a las presiones asociadas con una rotación unitaria del muro.
- 7) Calcúlese la amplitud compleja de la rotación  $\tilde{\Theta}(\omega)$  (ecuación 6.26).
- 8) Calcúlense las funciones de transferencia del cortante basal  $\tilde{Q}_b(\omega)$  (ecuación 6.29) y el momento de volteo  $\tilde{M}_b(\omega)$  (ecuación 6.28) resultantes.
- 9) Los espectros de Fourier del cortante basal y del momento de volteo resultantes se obtienen con el producto de las funciones de transferencia descritas en el inciso anterior por el espectro de Fourier de la excitación. Las series de tiempo de cortante basal y momento de volteo se obtendrán con la síntesis de Fourier.
- 10) Es común que sólo interese conocer el valor máximo de las series de tiempo, es decir, los espectros de respuesta de cortante basal y momento de volteo resultantes. En la sección de recomendaciones se da un criterio para construir espectros de diseño de estas cantidades (cortante basal y momento de volteo), que son formas suavizadas cuyos coeficientes se determinaron de un examen riguroso siguiendo los incisos 1 a 9. Estos espectros son funciones del periodo dominante del relleno, que se calcula como

$$T_{re} = 4H_{re}/Vs_{re} \quad (6.32)$$

En muros donde se requiera evaluar con fineza la influencia de todo el conjunto, muro, cimiento, relleno y subsuelo estratificado, siempre se justificará efectuar un análisis dinámico más completo. Para ello, puede utilizarse el método de elementos finitos. Existen códigos de elementos finitos bidimensionales bien conocidos y comercializados, como por ejemplo, el programa QUAD-4 (Idriss *et al*, 1973), desarrollado en la Universidad de California Berkeley, que incluye la dependencia de  $G$  y  $\zeta$  con el nivel de deformación. El movimiento de control en la base del modelo, considerada como base rígida, puede obtenerse, para cada temblor de diseño, mediante un proceso de deconvolución del registro de aceleración, empleando el programa SHAKE (Schnabel *et al*, 1972). Ambos programas



son distribuidos por el National Information Service for Earthquake Engineering y por el EERC de la Universidad de California, Berkeley.

### 3.6.3 MOVIMIENTOS COMBINADOS DEL TERRENO

Frecuentemente, las estructuras de retención tienen una longitud considerable. En estas condiciones, las ondas sísmicas que se propagan en la dirección longitudinal pueden generar fuerzas cortantes y momentos flexionantes importantes que deberán tomarse en cuenta para el diseño de la estructura.

No existe aún un procedimiento simple para considerar los efectos del sismo actuando en la dirección longitudinal del muro. Sin embargo, una manera aproximada de estimarlos consiste en determinar una longitud crítica  $L_c$ , definida a partir de las secciones donde se producen los momentos flexionantes y los cortantes máximos.

De esta manera, el diseño de la estructura podrá efectuarse reforzando adecuadamente la estructura o bien, considerando la posibilidad de colocar algún tipo de juntas de construcción, espaciadas a una distancia menor que  $L_c/4$ .

Para determinar  $L_c$  se supondrá que el muro sigue los desplazamientos relativos del suelo sometido a los efectos de ondas de corte que se propagan en la dirección longitudinal del muro. Se adoptará una configuración senoidal para los desplazamientos horizontales a lo largo del muro, y su magnitud será función de la longitud de onda para el  $n$ -ésimo modo de cortante del estrato equivalente, de acuerdo con

$$\lambda_n = \frac{4H_s}{(2n-1)} \quad (6.33)$$

El objeto de emplear la longitud de onda  $\lambda_n$  en vez de la longitud del muro permitirá definir un valor mínimo para  $L_c$ , pues puede suceder que mientras los momentos flexionantes máximos se presentan con el primer modo de vibración del depósito de suelo, las fuerzas cortantes máximas se presenten con el segundo modo de vibración.

### 3.6.4 INFLUENCIA DE LA PRESIÓN DEBIDA AL AGUA

Cuando la presencia del agua en el relleno sea inevitable, deberá incrementarse la seguridad multiplicando el coeficiente sísmico al menos por un factor igual a  $\gamma_{re} / (\gamma_{re} - 1)$ . Además, deberá adicionarse íntegramente el empuje hidrostático cuando la probabilidad de que exista nivel freático en el relleno durante el sismo sea alta.

Deberá siempre cuidarse el aspecto del drenaje del relleno, pues los efectos debidos al agua almacenada en el relleno serán un factor preponderante para la valuación de la sollicitación. Esta influencia puede demostrarse mediante un ejemplo sencillo: considerando solamente condiciones estáticas, cuando el nivel freático se encuentra en la superficie libre del relleno, la presión debida al agua a una profundidad  $z$  será  $p_w = z \text{ t/m}^2$ , mientras que la debida al suelo será  $p = zk(\gamma_{re} - 1)$ , siendo

por lo general  $k < 1$  y  $\gamma_{re} < 2 \text{ t/m}^3$ . Si se toma  $\gamma_{re} = 1.8 \text{ t/m}^3$  y  $k < 0.4$ , el empuje del suelo representa solamente el 32 % del empuje hidrostático.

Los efectos debidos al empuje de una masa de agua libre solamente deberán considerarse cuando vayan en el sentido de la inseguridad, como podría ser el caso de pérdida de confinamiento del muro perimetral de un depósito enterrado, sometido al empuje de tierra en una cara y del fluido en la cara opuesta.

### 3.6.5 ESTABILIDAD DE TALUDES

Cuando la estructura de retención se encuentre desplantada en la vecindad o directamente sobre un talud de tierra, debe revisarse la estabilidad del talud en condiciones estáticas y sísmicas.

El análisis sísmico de estabilidad de taludes debe incluir las fuerzas inerciales que obran en la masa del suelo del talud. Existen en la actualidad autores que proponen la incorporación de un método de tipo trayectorias de esfuerzos en un análisis elastodinámico o elasto-plastodinámico. Cuando el empleo de un modelo refinado no se justifique, una alternativa simple consiste en realizar un análisis estático equivalente, simulando los efectos del sismo mediante fuerzas de inercia que actúan en el centro de gravedad de la masa de suelo, calculadas mediante un coeficiente sísmico.

Cuando sea aceptable suponer un mecanismo de falla rotacional, la masa de suelo que desliza estará delimitada por la superficie del terreno y por el círculo o espiral logarítmica que representa la superficie de falla; es recomendable emplear el método de Spencer, que se describe con detalle en Spencer (1978).

Cuando el mecanismo de falla se aleje significativamente del caso anterior, es recomendable adaptar al caso sísmico el método de Janbu o el de Morgenstern y Price, que permiten tratar un problema con mecanismo de falla generalizada. Para efectuar la adaptación de esos métodos bastará con incluir la fuerza inercial actuando en el centro de gravedad de cada sección considerada.

Cuando la función del muro sea corregir la estabilidad del talud, la determinación del empuje sísmico sobre el muro en estas condiciones corresponderá al caso de un relleno inclinado, donde el volumen de la masa de tierra que actúa sobre el muro corresponderá a la masa del talud inscrita entre la superficie libre, el muro y los planos de deslizamiento potenciales.

Las estructuras de tierra armada pueden dimensionarse utilizando los lineamientos aplicables a muros de retención y taludes. El análisis sísmico de estas estructuras considerando un estado activo de presión de tierras permitirá determinar las fuerzas actuantes sobre el refuerzo (Richardson y Lee 1975)

### 3.6.6 TABLESTACAS

El empuje sísmico de tierras sobre tablestacas que cumplen una función de soporte permanente puede calcularse de la misma manera que para los muros, pero en este caso será necesario adecuar

el procedimiento de análisis debido al efecto de enterramiento que constituye un factor fundamental para la estabilidad de la tablestaca. También es importante tomar en cuenta la flexibilidad de la tablestaca en un análisis de interacción con el suelo circundante. De ser posible debe buscarse un modelo que permita tomar en cuenta la presencia de un sistema de anclaje. La colocación de un sistema de anclaje constituye siempre un elemento estabilizador que, por una parte, puede contribuir a reducir significativamente los desplazamientos permanentes de la tablestaca y por otra, incide favorablemente de manera significativa sobre la relación beneficio/costo de la construcción.

La localización de las anclas y la rigidez axial del anclaje tienen una gran relevancia, mientras que la flexibilidad de la tablestaca, considerando el intervalo de valores frecuentes en la práctica, contribuye poco a modificar las respuestas máximas del sistema, es decir, la tablestaca tiende a seguir los movimientos del suelo retenido casi de manera independiente de su flexibilidad. La rigidez axial del ancla es un factor importante pues a medida que la rigidez crece, la fuerza dinámica que obra sobre el ancla aumenta y el desplazamiento permanente disminuye, y éste puede llegar a ser casi inapreciable en el caso de tablestacas firmemente ancladas.

Las anclas pretensadas parecen ser las más adecuadas. En efecto, una rigidez axial importante combinada con un pretensado del ancla del orden de 0.7 a 1.3 veces el empuje de tierras de diseño, limitan notablemente los desplazamientos máximos de la tablestaca, sobre todo durante la etapa de construcción que es cuando generalmente ocurre la porción más significativa del desplazamiento permanente. Durante la acción del sismo el ancla solamente es efectiva para limitar los desplazamientos en una zona relativamente reducida, siempre y cuando se disponga de una rigidez axial importante. La consideración de estos aspectos puede contribuir a racionalizar la distribución de las anclas.

El parámetro importante para diseño es el cociente  $k_{as}$  entre la rigidez axial del ancla  $k_a$  y el módulo de corte del suelo, que se calcula de acuerdo con

$$k_{as} = \frac{E_a A_a}{s L_a G_s} \quad (6.34)$$

donde

- $E_a$  es el módulo de Young del ancla
- $A_a$  es el área transversal del ancla
- $L_a$  es la longitud del ancla
- $s$  es la separación entre anclas
- $G_s$  es el módulo de corte del suelo

A partir de resultados mostrados en Cheney (1984), puede establecerse que para conseguir un diseño óptimo del anclaje debe considerarse una rigidez axial del ancla  $k_a > 0.08G_s$ . Este valor deberá incrementarse cuando la relación entre la longitud de onda correspondiente al segundo modo de cortante del suelo y la altura de la tablestaca indique que pueden presentarse momentos y fuerzas cortantes importantes. Para ello, deberá calcularse el cociente  $f$  mediante

$$f = \frac{T_{s2} v_s}{H_t} \quad (6.35)$$

donde

- $T_{s2}$  es el periodo en el segundo modo de cortante del depósito de suelo,  
 $v_s$  es la velocidad de propagación de ondas de corte efectiva del depósito de suelo, incluyendo el estrato de suelo retenido,  
 $H_t$  es la altura de la tablestaca.

Cuando  $f > 10$ , los valores de  $k_{as}$  calculados para condiciones estáticas podrán conservarse; para valores  $f$  entre 6 y 10, deberán tomarse valores mayores para  $k_{as}$  que podrían ser del orden de 0.15 a 0.25, o inclusive más importantes. Para valores de  $f < 5$ , la rigidez axial a considerar en el diseño deberá determinarse mediante un análisis detallado del problema. Una rigidez axial del ancla del orden de  $k_a = 0.25G_s$  puede conducir a diseños irreales o antieconómicos.

El bulbo de inyección o la placa de empotramiento del ancla deberán alojarse en la masa del relleno a una distancia que sea suficiente para que se desarrolle la tensión en el ancla. Generalmente bastará con localizar el empotramiento del ancla fuera de la cuña de empuje activo de tierra que actúa sobre el muro.

Para evaluar la seguridad de una tablestaca o de un muro anclado al relleno, deberán determinarse los valores del factor de seguridad global con respecto a dos superficies de deslizamiento potencial, una que cruce las anclas y otra que incluya el suelo donde se aloja la zona de empotramiento de las anclas. Este análisis puede efectuarse empleando un método convencional de análisis de taludes, modificado de forma que permita incluir los efectos de la fuerza de pretensado y la capacidad de las anclas en tensión.

# **SECCIÓN 3.7**

## **ESTRUCTURAS TIPO 4 CHIMENEAS, SILOS Y SIMILARES**

**ÍNDICE**

3.7.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	151
3.7.2	ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO ...	151
3.7.3	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	151
3.7.4	FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA.....	151
3.7.5	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS.....	152
3.7.6	ANÁLISIS ESTÁTICO .....	152
3.7.7	ANÁLISIS DINÁMICO .....	153
3.7.8	EFFECTOS COMBINADOS DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO.....	154
3.7.9	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	154

### **3.7.1 CONSIDERACIONES GENERALES**

Para propósitos de diseño sísmico parecería necesario establecer criterios de análisis para chimeneas y silos diferentes de los establecidos para estructuras de edificios. Esto obedece fundamentalmente a que el comportamiento de estructuras de edificios se asemeja al de vigas de cortante, puesto que dominan las deformaciones por cortante, lo que no sucede con chimeneas y silos cuyo comportamiento es similar al de vigas de Euler-Bernoulli, ya que dominan las deformaciones por flexión.

Las recomendaciones establecidas para estructuras de edificios tienen en cuenta que en esas estructuras las deformaciones por cortante y flexión contribuyen en distintas proporciones a la respuesta total. Por esta razón, y atendiendo al estado actual del conocimiento, para chimeneas y silos se juzgó conveniente adoptar criterios de diseño sísmico que no difieren radicalmente de los correspondientes a estructuras de edificios.

En vista de esta situación, buena parte de los comentarios para las estructuras de edificios son extensivos a las chimeneas y silos. Es por ello que en la presente sección solamente se presentarán algunos comentarios complementarios.

### **3.7.2 ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO**

El aumento de las ordenadas espectrales, propuesto para tomar en cuenta que el amortiguamiento en chimeneas y silos puede ser menor que en estructuras de edificios, se lleva a cabo mediante el uso del factor de amortiguamiento, que está inspirado en los resultados conocidos sobre la influencia del amortiguamiento en la respuesta sísmica de estructuras desplantadas sobre diferentes tipos de terreno.

### **3.7.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO**

Los valores de  $Q = 2$  en estructuras de concreto reforzado y  $Q = 3$  en estructuras de acero especificados para chimeneas y silos pueden parecer bajos. Sin embargo, en su defensa se puede argumentar que el comportamiento inelástico en este tipo de estructuras no es rigurosamente deseable, ya que la formación de una sola articulación plástica sería suficiente para inducir el colapso de toda la estructura. Aún para ductilidades moderadas, ante temblores severos pueden aparecer grietas visibles en estructuras de concreto o pandeos locales en estructuras de acero. A diferencia de las estructuras de edificios, la falta de redundancia incrementa la vulnerabilidad por lo que las chimeneas y silos deben diseñarse sin sacar gran provecho del concepto de ductilidad, lo que obviamente se traduce en fuerzas sísmicas de diseño mayores.

### **3.7.4 FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA**

Se recomienda que el factor de sobrerresistencia en chimeneas y silos,  $R$ , se tome igual a 1.25, en tanto no se disponga de información sustancial complementaria respecto al desempeño de este tipo

de estructuras sujetas a grandes acciones sísmicas. Se considera que el valor recomendado para el factor de sobrerresistencia es el mínimo del que podrían disponer este tipo de estructuras.

### 3.7.5 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS

Se recomiendan dos procedimientos de análisis para chimeneas y silos sometidos a temblor: uno estático y el otro dinámico. El método dinámico que se propone es el análisis modal espectral. Intencionalmente no se sugiere el análisis paso a paso por los siguientes inconvenientes:

El análisis paso a paso conducirá a diseños seguros siempre y cuando se disponga de un número suficiente de registros sísmicos fidedignos que representen las condiciones locales del sitio donde se desplantará la estructura.

El uso de movimientos sísmicos que sean representativos, pero que no sean compatibles con el riesgo sísmico esperado del sitio en cuestión, llevará a respuestas de diseño inaceptables.

La asignación del comportamiento no lineal de la estructura y la elección del algoritmo de integración resultan de especial importancia en el cálculo de la respuesta.

Por estos inconvenientes, así como por otras complejidades e incertidumbres, el empleo del análisis paso a paso no se recomienda para el diseño sísmico de chimeneas y silos, salvo cuando se pueda justificar ampliamente a la luz de estudios de riesgo sísmico y comportamiento estructural.

### 3.7.6 ANÁLISIS ESTÁTICO

El criterio que se especifica para distribuir la fuerza cortante basal a lo largo de la altura de la estructura está inspirado en las normas del Instituto Americano del Concreto, las cuales recomiendan que el 15% del cortante basal se aplique en el extremo superior de la estructura, a fin de tener en cuenta la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta total. El resto de la fuerza cortante basal se distribuye verticalmente de acuerdo con lo dispuesto para estructuras de edificios, donde el criterio de distribución de carga lateral es más conservador para vigas de cortante que para las de flexión cuando se tiene que el periodo fundamental  $T_c$  sobrepasa el periodo característico  $T_b$ . Las leyes de variación en dicho intervalo, tanto de las aceleraciones con la altura como de las ordenadas espectrales, son tales que se protege a las estructuras de periodo largo donde dominan las deformaciones por flexión, como es el caso de chimeneas y silos.

Las fórmulas que se sugieren para estimar el periodo fundamental de la estructura con base rígida son suficientemente precisas y gozan de gran aceptación. Se puede recurrir también a ecuaciones reconocidas en la literatura que sean apropiadas al tipo de chimenea o silo que se tenga, a fin de determinar aproximadamente su periodo fundamental.

El criterio que se estipula para reducir el momento de volteo en chimeneas y silos, debido a que la envolvente de cortantes corresponde a fuerzas cortantes máximas que no ocurren simultáneamente ni con el mismo signo, es similar al que se recomienda para estructuras de edificios. Tal criterio implica una reducción lineal que es máxima en la base y nula en el extremo de la estructura. En vista



de que en chimeneas y silos la contribución de los modos superiores a la respuesta total es mayor que en estructuras de edificios, se estableció que la reducción del momento de volteo basal fuera del 25 y no del 20% como se especifica para estas últimas, con objeto de tener en cuenta el desfaseamiento en la respuesta que se presenta en dichos modos.

La razón por la que se pueden despreciar los efectos de segundo orden y el componente vertical del movimiento del terreno obedece a que en chimeneas y silos que no sean excesivamente esbeltos tales efectos son de menor importancia que en estructuras de edificios.

### 3.7.7 ANÁLISIS DINÁMICO

Para la determinación de las frecuencias y los modos naturales de vibración de la estructura con base rígida, puede recurrirse al método iterativo de Stodola-Vianello. Esta técnica es muy útil cuando se desean conocer solamente los primeros modos de vibrar, como sucede al aplicar el análisis modal espectral a chimeneas y silos. La formulación detallada de este método se puede encontrar en Timoshenko *et al*, 1974.

Para una estructura de masa distribuida en voladizo desde el suelo, el número mínimo de modos de vibración necesario para asegurar la participación de todos los modos significativos, es mayor que el correspondiente número para un edificio resistiendo a cortante con masas concentradas. Así mismo, el número mínimo de modos de vibración necesario para valuar las acciones internas en la parte superior de la estructura es generalmente mayor que el requerido para valuar el momento de volteo o el cortante total en la base. El criterio establecido en la ecuación 7.12 de la sección de recomendaciones permite en la mayoría de los casos determinar el número de modos necesario para una valuación adecuada de la respuesta estructural. Debe reconocerse, sin embargo, que este criterio puede no ser conservador al estimar la respuesta de la parte superior de la estructura.

Con base en resultados de análisis de chimeneas, en diversos trabajos de investigación reportados en la literatura se asegura que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales suministra una aproximación satisfactoria para la respuesta total; en cambio, otras referencias establecen que tal criterio conduce con frecuencia a respuestas de diseño que son apreciablemente menores que las calculadas con el análisis paso a paso. Ante este cuadro, para la determinación de las respuestas de diseño en chimeneas y silos se optó por un criterio alternativo que representa el punto medio entre la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados y la suma de los valores absolutos de las respuestas modales.

La revisión por cortante basal está inspirada en el requisito correspondiente para estructuras de edificios donde el cortante basal calculado dinámicamente se limita a 0.8 del calculado estáticamente. Para chimeneas y silos este límite se redujo a 0.75 básicamente porque su análisis dinámico se presta menos a error que el de estructuras de edificios, lo que trae consigo que la protección necesaria en caso de errar se pueda reducir.

Las disposiciones que se refieren a los efectos de segundo orden y los componentes de los movimientos del terreno obedecen a las mismas consideraciones establecidas en relación con el análisis estático.

### 3.7.8 EFECTOS COMBINADOS DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO

El cálculo de las fuerzas internas en chimeneas y silos por efectos sísmicos mediante la aplicación de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados supone cero correlación entre las componentes ortogonales de la excitación sísmica. En caso de que se disponga de estudios que indiquen cual es la correlación de las intensidades sísmicas en las direcciones ortogonales de análisis, se debe recurrir a la regla de la combinación cuadrática completa.

### 3.7.9 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

Los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura han sido ampliamente estudiados para estructuras de edificios. En cambio, para chimeneas y silos los estudios sobre dichos efectos son escasos, por lo que los resultados que se obtengan del análisis de interacción suelo-estructura deben tomarse con cautela.

Con la finalidad de cubrir casos de chimeneas y silos donde el análisis de interacción suelo-estructura podría llevar a resultados poco confiables se establecieron dos limitaciones: una de seguridad y otra de economía. Por seguridad, se juzgó conveniente limitar las reducciones por interacción estableciendo la condición  $\beta \geq 0.8$ , la cual simplemente parece razonable. Por economía, se consideró pertinente imponer las restricciones  $\tilde{\zeta}_e > 0.03$  o  $\tilde{\zeta}_e > 0.02$  para estructuras de concreto o acero, respectivamente, las cuales corresponden a los niveles más bajos de amortiguamiento que se pueden tener en chimeneas y silos.

# **SECCIÓN 3.8**

## **ESTRUCTURAS TIPO 5 TANQUES, DEPÓSITOS Y SIMILARES**

**ÍNDICE**

3.8.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	157
3.8.2	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	157
3.8.3	FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA.....	158
3.8.4	EFFECTOS HIDRODINÁMICOS.....	158
3.8.5	EFFECTOS DE INERCIA .....	159
3.8.6	ALTURA DE ONDA.....	160
3.8.7	EFFECTOS COMBINADOS DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO.....	160
3.8.8	INTERACCIÓN LÍQUIDO-RECIPIENTE .....	160
3.8.9	INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....	161

### 3.8.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Los tanques y depósitos ameritan criterios de análisis sísmico que difieren de los estipulados para estructuras de edificios, puesto que en adición a los efectos de inercia es necesario especificar cómo tomar en cuenta los efectos dinámicos del fluido sobre las paredes y el fondo de recipientes.

En un recipiente cerrado, perfectamente rígido y completamente lleno, toda la masa del líquido, junto con la del recipiente, se mueve como cuerpo rígido. Sin embargo, basta con que el recipiente almacene un poco menos de su capacidad para que las presiones hidrodinámicas sobre las paredes y el fondo sean prácticamente iguales a las correspondientes al caso de recipiente con superficie libre. En vista de esta situación, para fines de diseño será suficiente con estudiar dos condiciones: recipiente completamente lleno y recipiente con superficie libre.

Para la condición de recipiente completamente lleno cabe acudir a los procedimientos de análisis sísmicos descritos para estructuras de edificios. En cambio, para la condición de recipiente con superficie libre se recomienda un procedimiento de análisis sísmico que a pesar de ser dinámico no deja de ser aproximado, pero que sin embargo conduce a resultados suficientemente precisos desde el punto de vista de diseño estructural. La recomendación de tal procedimiento no excluye la posibilidad de recurrir a métodos dinámicos más rigurosos, como el análisis modal ordinario basado en espectros hidrodinámicos, siempre y cuando se consideren adecuadamente los efectos de inercia y dinámicos del líquido.

En lo que se refiere a los efectos de inercia, buena parte de los comentarios para estructuras de edificios son extensivos a tanques y depósitos, razón por la cual, en la presente sección se presentarán fundamentalmente comentarios complementarios en relación con los efectos hidrodinámicos.

Por otra parte, en tanques elevados se pueden despreciar los efectos de segundo orden y el comportamiento de péndulo invertido. Al parecer no existen evidencias teóricas y experimentales que indiquen la importancia de estos fenómenos, por lo que se carece de argumentos de peso para exigir que se consideren en el análisis sísmico. En cambio, cuando por las características de la estructura de soporte se tenga comportamiento asimétrico, éste no se podrá ignorar en el diseño sísmico.

### 3.8.2 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Los valores de  $Q$  estipulados para tanques elevados obedecen a que la estructura de soporte deberá ser capaz de proporcionar la disipación de energía por comportamiento inelástico necesaria para reducir significativamente la respuesta sísmica con respecto a la que se calcula bajo el supuesto de comportamiento elástico, ya que la disipación de energía que ocurre en el fluido y las paredes del tanque suele despreciarse. Por el contrario, para depósitos apoyados directamente sobre el terreno, los valores de  $Q$  pretenden reconocer la liberación de energía por el comportamiento viscoso del fluido y el comportamiento no lineal del depósito. Existe evidencia suficiente de que aún en depósitos no anclados pueden desarrollarse ciertos modos de comportamiento inelástico, sin que se ocasione pérdida del contenido de los mismos.

Con la utilización de los valores del factor de comportamiento sísmico recomendados para diseño en función del material, forma estructural y tipo de soporte, se pretende que los tanques y depósitos retengan sus contenidos bajo las sollicitaciones sísmicas, aún con el desarrollo de cierto nivel de daño estructural, lo cual ha sido corroborado a través del comportamiento observado en este tipo de estructuras sujetas a acciones sísmicas.

### 3.8.3 FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA

Se recomienda que el factor de sobrerresistencia en depósitos se tome igual a 1.25, en tanto no se disponga de información sustancial complementaria respecto al desempeño de este tipo de estructuras sujetas a grandes acciones sísmicas. Se considera que el valor recomendado para el factor de sobrerresistencia es el mínimo del que podría disponer cualquiera de los diferentes tipos de recipientes tratados en este Manual.

### 3.8.4 EFECTOS HIDRODINÁMICOS

La analogía de las masas virtuales adheridas se desprende de la forma de la solución de la ecuación de equilibrio dinámico del líquido, obtenida al suponer que el recipiente es rígido y el fluido es incompresible así como al considerar la presencia de ondas superficiales mediante la condición de Poisson (Newmark y Rosenblueth, 1971); los pormenores de la solución son similares a los que se presentan para el caso de presas. Al resolver este problema se encuentra que el líquido se puede reemplazar por un número infinito de masas ligadas al recipiente mediante resortes lineales a diferentes alturas, cada una asociada a un modo natural de vibración del fluido; además, por una masa adicional ligada mediante un elemento rígido a cierta altura, asociada al modo de cuerpo rígido del recipiente.

En función de la participación de las masas impulsiva y convectivas a la respuesta total, se sabe que los efectos hidrodinámicos más importantes son los relacionados con el modo de cuerpo rígido del recipiente y el modo fundamental de vibración del líquido; de ahí que sea posible despreciar la contribución de los modos superiores de este último sin que por ello se cometa error excesivo.

En estas condiciones, cuando un recipiente se somete a excitación lateral cierta porción del líquido actúa como si fuera un cuerpo sólido de masa  $M_0$  unido rígidamente a las paredes. Si se supone que el recipiente se mueve como cuerpo rígido de modo que las paredes y el fondo tengan la misma aceleración, esa masa ejerce sobre las paredes una fuerza lateral impulsiva proporcional a la aceleración del recipiente. Asimismo, otra parte del líquido actúa como si fuera un cuerpo sólido de masa  $M_1$  unido elásticamente a las paredes. Debido al soporte flexible se presenta un fenómeno de amplificación dinámica, por lo que esa masa ejerce sobre las paredes una fuerza lateral convectiva proporcional a la aceleración amplificada que experimenta ella.

El momento flexionante en una sección inmediatamente arriba del fondo de un recipiente proviene solamente de las presiones hidrodinámicas que actúan sobre sus paredes. En una sección inmediatamente abajo del fondo el momento de volteo es mayor, puesto que se debe sumar el par producido por las presiones hidrodinámicas que obran sobre el fondo. Por esta razón, los valores de

las alturas  $H_0$  y  $H_1$  a las que se colocan las masas impulsiva y convectiva, respectivamente, se modifican en función de que interese o no incluir en el cálculo el momento hidrodinámico sobre el fondo del recipiente.

En las ecuaciones dadas para el cálculo de las presiones hidrodinámicas sobre las paredes de los recipientes, la forma de variación definida para las funciones  $C_0(z)$  y  $C_1(z)$  corresponde estrictamente a la que se tiene en tanques rígidos. Sin embargo, la distribución de las presiones convectivas se ve poco afectada por la flexibilidad del recipiente, por lo que para fines de diseño es válida la distribución supuesta. Por otra parte, en lo que respecta a las presiones impulsivas, el utilizar la distribución que se presenta en tanques rígidos conducirá a diseños conservadores para la mayoría de los casos prácticos.

### 3.8.5 EFECTOS DE INERCIA

En tanques y depósitos, la disipación de energía debida a la viscosidad del líquido se puede expresar como un porcentaje equivalente del amortiguamiento crítico. Tal disipación se reduce rápidamente cuando se incrementan las dimensiones lineales del recipiente, de suerte que el nivel de amortiguamiento apenas llega a ser del orden de 1 por ciento para recipientes de interés práctico. Esto implica que el fluido disipa una cantidad insignificante de energía durante su vibración.

En vista de lo anterior, para la determinación de fuerzas de inercia en recipientes parecería conveniente tratar por separado las disipaciones de energía que ocurren en el líquido y el recipiente. Para ello, el amortiguamiento del modo natural de vibrar asociado predominantemente al modo convectivo se tomaría igual al del líquido. Entonces, la ordenada espectral correspondiente se aumentaría por un factor de incremento con objeto de tener en cuenta que el amortiguamiento en el líquido es menor que en el recipiente. Sin embargo, considerando que el modo fundamental convectivo normalmente está asociado a periodos largos, para los cuales el efecto de la reducción del amortiguamiento en el incremento de las ordenadas espectrales de diseño es poco significativo, se optó por considerar el mismo amortiguamiento para el modo convectivo que para el impulsivo.

Las características estructurales y el comportamiento sísmico de tanques y depósitos son tales que algunos autores proponen que la respuesta del sistema formado por el líquido y el recipiente se obtenga a partir de espectros de diseño con niveles de amortiguamiento pequeños, digamos alrededor de 2 por ciento. Para el modo impulsivo, esta situación queda cubierta al aplicar las recomendaciones sobre interacción suelo-estructura considerando como amortiguamiento de la estructura con base rígida aquél que se juzgue más conveniente, en lugar del amortiguamiento de 5 por ciento implícito en los espectros de diseño para estructuras de edificios.

En tanques elevados, al resolver el problema de valores característicos se encuentra que el primer periodo natural del sistema tiende al periodo fundamental de vibración del líquido que se tendría si el recipiente descansara sobre el terreno, es decir  $T_1 \rightarrow 2\pi(M_1/K_1)^{1/2}$ . El segundo periodo natural del sistema tiende al que tendría la estructura de soporte si se ignorara la presencia de la masa convectiva, esto es  $T_2 \rightarrow 2\pi[(M_0 + M_p) / K_p]^{1/2}$ . Es por ello que los efectos de interacción suelo-estructura se consideran en el modo superior asociado al modo impulsivo y no en el fundamental asociado al convectivo. Por otra parte, el desplazamiento lateral  $X_0$  es el que experimenta la masa

total constituida por la masa de la estructura de soporte más la masa impulsiva. Por ende, la fuerza de inercia correspondiente se debe distribuir proporcionalmente a las masas  $M_0$  y  $M_p$  con objeto de calcular el momento de volteo en la base del recipiente.

En el cálculo de los efectos de inercia se incluye explícitamente el uso del factor de sobrerresistencia, que no se considera en la definición de los espectros de diseño.

### **3.8.6 ALTURA DE ONDA**

En tanques y depósitos sin cubierta o con cubierta flotante, la altura del borde libre necesaria para evitar el derramamiento del líquido almacenado será al menos la máxima altura de onda del movimiento convectivo esperada. En el diseño de recipientes con cubierta fija se debe respetar la altura del borde libre a fin de prevenir daños en la cubierta, o de lo contrario se deben considerar las presiones hidrodinámicas causadas sobre ella por el movimiento convectivo.

En la estimación de la máxima altura de onda del movimiento convectivo se considera únicamente el efecto del modo fundamental de vibración del líquido, dados los bajos coeficientes de participación de los modos superiores. Adicionalmente, el desarrollo de comportamiento no lineal cinemático en el modo convectivo ante grandes excitaciones sísmicas reduce la respuesta dinámica del líquido, con lo que la estimación de la máxima altura de onda considerando exclusivamente el modo fundamental resulta suficiente para fines de diseño.

### **3.8.7 EFECTOS COMBINADOS DE LOS MOVIMIENTOS DEL TERRENO**

El cálculo de las fuerzas internas en el depósito por efectos sísmicos mediante la aplicación de la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados supone cero correlación entre las componentes ortogonales de la excitación sísmica. En caso de que se disponga de estudios que indiquen cual es la correlación de las intensidades sísmicas en las direcciones ortogonales de análisis, se debe recurrir a la regla de la combinación cuadrática completa.

### **3.8.8 INTERACCIÓN LÍQUIDO-RECIPIENTE**

Los periodos y modos naturales de vibrar impulsivo y convectivos dependen de la deformabilidad del recipiente. Del análisis riguroso de recipientes flexibles se desprende que la interacción entre el líquido y el recipiente tiene una influencia despreciable en los modos convectivos. Por tal razón, y para propósitos de diseño, las presiones convectivas del caso flexible se pueden suponer iguales a las del caso rígido.

Al considerar la flexibilidad del recipiente, la respuesta de la masa impulsiva se incrementa debido a que se genera amplificación dinámica causada por la condición de oscilador que se tiene cuando dicha masa se liga elásticamente al recipiente. La respuesta impulsiva se puede incrementar tan significativamente que es recomendable considerar la interacción líquido-recipiente en el diseño.



### 3.8.9 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

La interacción suelo-estructura usualmente alarga el periodo de vibración del modo impulsivo y aumenta el amortiguamiento asociado. Por lo general, el alargamiento del periodo se traduce en un incremento de la respuesta, que se ve contrarrestado por el aumento en el amortiguamiento.

Los efectos de la interacción entre el suelo y la estructura han sido ampliamente estudiados para estructuras de edificios. En cambio, para tanques y depósitos los estudios sobre dichos efectos son escasos por lo que los resultados que se obtengan del análisis de interacción suelo-estructura deben tomarse con cautela.

Con la finalidad de cubrir casos de tanques y depósitos donde el análisis de interacción suelo-estructura podría llevar a resultados poco confiables se establecieron dos limitaciones: una de seguridad y otra de economía. Por seguridad, se juzgó conveniente limitar las reducciones por interacción estableciendo la condición  $\beta \geq 0.8$ , la cual simplemente parece razonable. Por economía, se consideró pertinente imponer la restricción  $\tilde{\zeta}_0, \tilde{\zeta}_2 \geq 0.02$ , la cual corresponde al nivel más bajo de amortiguamiento que se sospecha podría tenerse en tanques y depósitos típicos.

# **SECCIÓN 3.9**

## **ESTRUCTURAS TIPO 6**

### **ESTRUCTURAS INDUSTRIALES**

**ÍNDICE**

3.9.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	164
3.9.2	CRITERIOS DE ANÁLISIS.....	165
3.9.3	SISTEMAS DE PISO CON DIAFRAGMA FLEXIBLE.....	165
3.9.3.1	Funciones del diafragma .....	166
3.9.3.2	Diafragma como elemento concentrador de fuerzas laterales uniformes .....	166
3.9.3.3	Diafragma como elemento distribuidor de fuerzas laterales concentradas.....	167
3.9.3.4	Análisis de diafragmas flexibles .....	167

### 3.9.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Las estructuras de plantas industriales son demasiado variadas y diferentes entre sí como para establecer criterios de diseño sísmico de carácter general. Por ello, las recomendaciones que se presentan para estructuras industriales están limitadas en su alcance, pues son aplicables solamente a aquellas estructuras que no difieren radicalmente de las estructuras de edificios en cuanto a las características que influyen en la respuesta sísmica.

En forma simplista se puede pensar que todo edificio consta de trabes y columnas, por lo que no tendría ninguna importancia el distinguir un edificio de tipo urbano de otro de tipo industrial. Sin embargo, existen diferencias importantes en lo que se refiere a cargas y estructuración que implican tratamientos diferentes para ambos tipos de edificios.

En edificios industriales se tiene que considerar una serie de condiciones de carga que en edificios urbanos generalmente no aparecen, como serían cargas de grúa en diferentes posiciones y condiciones de izaje, pesos de equipo en condiciones de operación y prueba, equipos con características vibratorias, variantes en la carga viva para diferentes condiciones de operación y montaje de equipo, entre otras.

El número de condiciones de carga para el análisis de este tipo de edificios generalmente es mayor que 8, y en ocasiones puede llegar a ser hasta de 12; el número de combinaciones de condiciones de carga puede ser hasta de 25. Las solicitaciones sísmicas usualmente se tienen que combinar con otras condiciones de carga.

Las estructuraciones que resultan en los edificios industriales son muy variadas y al mismo tiempo diferentes de las de edificios urbanos. Esto se debe a la necesidad de adaptarse al arreglo de equipo que haya que albergar en el edificio y al proceso industrial que se lleve a cabo en él, lo que trae consigo irregularidades importantes de estructuración, tales como las que se describen a continuación:

1. Ausencia de diafragmas rígidos en los sistemas de piso, debido a la presencia de grandes huecos o a la falta de losas de concreto en áreas importantes.
2. Estructuración no uniforme en planta, como por ejemplo la presencia de entrantes o salientes y la adherencia de cuerpos a la estructura principal.
3. Estructuración no uniforme en elevación, como por ejemplo la falta de algunos niveles en ciertas crujías, las diferencias en alturas de entrepiso y la falta de tramos de columnas en ciertos entrepisos.
4. Distribución no uniforme de masas en los pisos a lo alto del edificio, debido fundamentalmente a la presencia de partes o equipos pesados.
5. Rigideces de entrepiso muy diferentes de los marcos de la estructura y a lo alto de un mismo marco, causadas por la presencia irregular de contraventeo vertical y cambio en la posición del contraventeo de entrepiso a entrepiso.

### 3.9.2 CRITERIOS DE ANÁLISIS

Las estructuras industriales requieren de criterios de análisis sísmico más racionales, eliminando la posibilidad de consideraciones simplificadoras que en ocasiones se utilizan en estructuras convencionales. Algunos aspectos que deben considerarse con frecuencia en el análisis de edificios industriales sometidos a sismo son:

1. Influencia de la flexibilidad de los sistemas de piso en la respuesta estructural.
2. Análisis dinámico en lugar de análisis estático equivalente; esto no necesariamente por la gran altura de la estructura, sino más bien por las irregularidades de masa y rigidez.
3. Análisis dinámico de la estructura ante la acción de los componentes horizontal y vertical del movimiento del terreno.
4. Efectos de la interacción suelo-estructura en la respuesta estructural.

Merece un comentario especial la necesidad de considerar los desplazamientos verticales que sean significativos en la respuesta de la estructura. Esto se refiere no solo a la consideración de los grados de libertad verticales al efectuar el análisis de la estructura sometida a un sistema de fuerzas dadas, sino implica también considerar las fuerzas de inercia debidas a las aceleraciones verticales que resulten en diversos puntos de la estructura como respuesta a las aceleraciones del terreno.

Las estructuras se deben analizar para las combinaciones de condiciones de carga que procedan, suponiendo los sentidos de acción más desfavorables. Hay que considerar, entre otros: los efectos de fuerzas sísmicas horizontales y verticales, las cargas muertas de los elementos estructurales y todos los elementos de la planta industrial que estén ligados a la estructura, los efectos de temperatura, la influencia del contenido de tuberías, tanques, tolvas y otros recipientes, las cargas de mantenimiento, de impacto y en zonas de almacenamiento, así como las cargas de grúas incluyendo, además de su peso propio, una fracción del peso que levantan.

### 3.9.3 SISTEMAS DE PISO CON DIAFRAGMA FLEXIBLE

La distribución de fuerzas sísmicas en una estructura proporcionalmente a las rigideces de los sistemas resistentes verticales que la conforman, es aplicable solamente a construcciones en que los pisos se comportan como diafragmas rígidos, tal como suele suceder en las estructuras de edificios.

Los sistemas de piso de edificios industriales en pocas ocasiones pueden ser considerados como indeformables en su plano; por el contrario, resultan ser bastante flexibles, ya sea por la necesidad funcional de dejar huecos o por la utilización de pisos de rejilla o placas antiderrapantes.

Tradicionalmente las estructuras industriales son analizadas considerando los sistemas resistentes verticales en forma aislada mediante el concepto de área tributaria, sin tomar en cuenta el comportamiento del conjunto formado por los sistemas resistentes verticales y horizontales. En el caso límite de sistemas de piso sin losa de concreto ni contravientos horizontales, los marcos tanto transversales como longitudinales se comportan en forma independiente. Sin embargo, en cualquier

otro caso los sistemas de piso trabajan como diafragmas flexibles, lo que trae consigo que la distribución de fuerzas sísmicas sea con base en la compatibilidad de desplazamientos laterales del diafragma.

### **3.9.3.1 Funciones del diafragma**

Un diafragma, sea rígido o flexible, hace que la fuerza sísmica total en un cierto nivel sea transmitida a los marcos en función de sus rigideces de entrepiso y la rigidez del diafragma.

Entre las aplicaciones más importantes de los diafragmas se encuentran dos: a) concentración de fuerzas laterales uniformes en marcos más rígidos y b) distribución de fuerzas laterales concentradas entre marcos adyacentes.

La primera aplicación sería por ejemplo en edificios industriales en los que se proporciona contraventeo vertical en los marcos transversales cabeceros o exteriores; esto resulta en una diferencia grande de rigideces de entrepiso entre los marcos transversales intermedios y los de las cabeceras. Así, las fuerzas sísmicas se concentrarán en los marcos cabeceros a través de los diafragmas de piso. La segunda aplicación sería por ejemplo en edificios industriales con masas concentradas, para que la fuerza sísmica asociada a una masa localizada en un marco no solamente sea absorbida por dicho marco, sino entre los marcos paralelos.

### **3.9.3.2 Diafragma como elemento concentrador de fuerzas laterales uniformes**

En ciertas ocasiones es conveniente acentuar la diferencia de rigideces de entrepiso entre marcos paralelos, con objeto de aliviar a los marcos menos rígidos de los efectos producidos por fuerzas laterales y concentrar en los marcos más rígidos dichos efectos. Un caso particular sería el de naves industriales en las que se contraventean los marcos exteriores y se procura que los marcos intermedios no sean penalizados por absorber fuerzas laterales.

En relación con lo anterior, se efectuó un estudio paramétrico (ref. 46) sobre la concentración de la fuerza uniforme lateral en los marcos exteriores a través de varias configuraciones y rigideces de diafragmas flexibles. Los parámetros que se consideraron son a) el tipo de contraventeo, b) la geometría del contraventeo, c) las rigideces de entrepiso de los marcos intermedios y exteriores y d) las dimensiones en planta del diafragma.

Los resultados más importantes que se obtuvieron indican que: a) a medida que se robustece el contraventeo aumenta el porcentaje de fuerza que absorbe el marco transversal exterior contraventeado, b) a mayor rigidez de entrepiso de los marcos intermedios se requiere mayor contraventeo para alcanzar el mismo porcentaje de fuerza absorbida y c) para mayores relaciones de rigideces de entrepiso de marco exterior a interior se tiene una mayor concentración de fuerza en los marcos cabeceros.

En estructuras industriales cuyos sistemas de piso corresponden a diafragmas flexibles se debe efectuar un análisis de diafragma para cada nivel de la estructura, aplicando para ello la fuerza sísmica total en el nivel que se considere en forma distribuida entre los nudos del diafragma, de modo que la resultante de las fuerzas nodales quede localizada en el centro de masas de dicho nivel. De

este análisis se obtienen las fuerzas en los resortes del diafragma, las cuales se aplican sobre los marcos ligados al diafragma para efectuar su análisis como estructuras planas independientes.

### **3.9.3.3 Diafragma como elemento distribuidor de fuerzas laterales concentradas**

En algunos edificios industriales existe la necesidad de transportar cargas pesadas de un lugar a otro por medio de grúas viajeras. Las fuerzas sísmicas horizontales debidas a grúas de alta capacidad pueden llegar a ser la condición de carga que rijan el diseño de los marcos transversales. Por ello, conviene que estas fuerzas concentradas se distribuyan entre varios marcos paralelos, mediante diafragmas o elementos horizontales de contraventeo, de manera que se reduzcan los efectos sísmicos en los marcos de carga.

Para la distribución de una fuerza lateral concentrada entre varios marcos paralelos a través de un diafragma flexible se deben considerar los mismos parámetros que se consideran en el problema del diafragma como elemento concentrador de fuerzas laterales uniformes.

Es necesario que en este caso se consideren como condiciones de carga la acción de la grúa colocada en las partes central y extrema de la viga de soporte. Conocidas las rigideces del diafragma y el marco de carga se puede obtener el porcentaje de la fuerza concentrada que absorbe el marco en consideración.

En general, si los sistemas de piso de estructuras industriales se consideran como diafragmas flexibles, se estarán utilizando más racionalmente los elementos estructurales y en consecuencia se tendrán diseños seguros y más económicos.

### **3.9.3.4 Análisis de diafragmas flexibles**

Un sistema de piso contraventeado en su plano se puede considerar como un diafragma flexible. Este diafragma se puede tratar como una armadura horizontal soportada en las columnas del entrepiso inmediatamente abajo del piso en consideración.

Las barras verticales y horizontales en los ejes de la estructura representan las vigas de los marcos. Todas las diagonales y otras barras son parte del contraventeo horizontal del sistema de piso. En el cálculo de las rigideces de entrepiso se puede considerar la participación del sistema de piso.

Los sistemas de piso pueden contraventearse a veces uniformemente pero muchas otras veces de forma irregular. Sea cual fuera la situación, los porcentajes de la fuerza sísmica total que absorben los resortes que simulan la flexibilidad del sistema de piso resultan ser diferentes con respecto al caso de diafragma rígido.

En algunas estructuras industriales, como los edificios de proceso de concreto reforzado, se requieren grandes huecos en varios niveles para alojar equipo. En tales casos existiría la duda si se pueden o no considerar los sistemas de piso como diafragmas rígidos. Sin embargo, todo sistema de piso puede ser modelado y analizado, sea como armadura o placa o como modelo simplificado.

# **SECCIÓN 3.10**

## **ESTRUCTURAS TIPO 7**

### **PUENTES**



**ÍNDICE**

3.10.1	ALCANCE .....	170
3.10.2	CRITERIOS DE DISEÑO .....	170
3.10.2.1	Clasificación de puentes .....	170
3.10.2.2	Filosofía de diseño .....	170
3.10.2.3	Efectos combinados de los movimientos del terreno .....	170
3.10.3	ACCIÓN SÍSMICA.....	171
3.10.3.1	Espectros de diseño de desplazamientos .....	171
3.10.3.2	Correcciones por amortiguamiento y sobrerresistencia .....	171
3.10.4	MÉTODOS DE ANÁLISIS .....	172
3.10.4.1	Objetivo y campo de aplicación.....	172
3.10.4.2	Análisis estático lineal (AEL) .....	172
3.10.4.3	Análisis dinámico lineal (ADL) .....	172
3.10.4.4	Análisis estático no lineal (AENL).....	173
3.10.4.5	Análisis paso a paso .....	173
3.10.4.6	Consideraciones especiales.....	173
3.10.4.6.1	Rigidez efectiva de los elementos.....	173
3.10.4.6.2	Efecto del material de relleno en los estribos.....	173
3.10.4.6.3	Masa adherida en pilas sumergidas.....	174
3.10.4.6.4	Variabilidad espacial del movimiento sísmico .....	174
3.10.5	DISEÑO DE PILAS .....	174
3.10.5.1.	Demanda y capacidad de desplazamiento.....	174
3.10.5.1.1	Demanda de desplazamientos .....	175
3.10.5.1.2	Capacidad de desplazamiento de las pilas .....	176
3.10.5.1.3	Ductilidad de desplazamiento máximo .....	176
3.10.5.2.	Demanda y capacidad de resistencia.....	176
3.10.5.2.1	Momento flexionante de diseño .....	176
3.10.5.2.2	Condiciones de diseño para fallas de tipo frágil.....	176
3.10.5.2.3	Condiciones de diseño para elementos que se mantienen elásticos.....	177
3.10.6	DISEÑO DE OTROS COMPONENTES.....	177
3.10.6.1.	Superestructura.....	177
3.10.6.2.	Apoyos .....	177
3.10.6.2.1	Fuerza horizontal que transmiten los apoyos.....	178
3.10.6.2.2	Consideraciones de diseño .....	178
3.10.6.3.	Juntas de expansión .....	178
3.10.6.3.1	Dimensión mínima de juntas .....	178
3.10.6.3.2	Longitud mínima de asiento .....	179
3.10.6.4.	Topes sísmicos .....	179
3.10.6.5.	Restricción del movimiento longitudinal en las juntas .....	179

### **3.10.1 ALCANCE**

Las recomendaciones de diseño sísmico de puentes son una compilación de criterios nuevos documentados en varios reglamentos internacionales (AASHTO, 2004; Caltrans, 2004; Eurocódigo 8, 2003; JRA, 1996), así como en la literatura técnica y científica. El objetivo es contar con una normativa que refleje el estado actual de la práctica del diseño sísmico de puentes.

Estas recomendaciones cubren principalmente el diseño sísmico de puentes estándar en los que las acciones sísmicas horizontales son resistidas básicamente por la flexión de las pilas y los efectos sobre los estribos. Quedan excluidos los puentes en arco, atirantados, colgantes, móviles, flotantes, de madera y de mampostería.

### **3.10.2 CRITERIOS DE DISEÑO**

#### **3.10.2.1 Clasificación de puentes**

Se conserva la clasificación que se ha propuesto tradicionalmente en las normas de puentes en la mayor parte del mundo, en las que se distinguen dos tipos de estructuras. Los puentes comunes (Grupo B), que representan a la mayor parte de los puentes convencionales y los puentes de especial importancia (Grupo A), que representan a las estructuras para las que se espera que mantengan sus condiciones de funcionalidad después de un gran temblor, tanto por su importancia como vía de comunicación después de ocurrido un desastre, como por su costo o riesgo para la vida.

#### **3.10.2.2 Filosofía de diseño**

Como resultado de los daños que han experimentado los puentes en los últimos sismos importantes ocurridos en diversas partes del mundo (Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995, Taiwán 1999, Kocaeli, 1999, etc.), se han propuesto cambios importantes en la filosofía de diseño. Una de las recomendaciones de los nuevos criterios consiste en incrementar el número de estados límite que deben revisarse, con el propósito de asegurar un comportamiento satisfactorio ante temblores de diferente intensidad.

Es evidente que conforme aumente el número de niveles de comportamiento que deben revisarse, se asegura un mejor desempeño de la estructura, sin embargo esto conduce a un incremento notable del trabajo de análisis y diseño. Por lo tanto se recomienda como criterio de diseño, revisar dos estados límite: estado de servicio y de colapso. Para el diseño de los dos estados límite, se propone multiplicar la aceleración espectral por factores que dependen del tipo de puente y del estado límite.

#### **3.10.2.3 Efectos combinados de los movimientos del terreno**

En vista de que algunas estructuraciones de puentes son susceptibles a los movimientos verticales, en especial en los apoyos, se recomienda que se considere la componente en aquellos sitios en que se anticipe que la componente vertical del movimiento sea significativa. Esto ocurre generalmente cerca de zonas epicentrales. El valor que se debe tomar en cuenta en estos casos es  $2/3$  el valor de la componente horizontal mayor.

Se admite el empleo de registros temporales obtenidos artificialmente o medidos instrumentalmente, siempre y cuando sean representativos de la sismicidad en la región. La forma de escalar los registros se pueden consultar en la sección 3.1.6 de recomendaciones y comentarios.

### **3.10.3 ACCIÓN SÍSMICA**

#### **3.10.3.1 Espectros de diseño de desplazamientos**

La mejor manera de estimar los desplazamientos de una estructura es a través de un espectro de desplazamientos del sitio.

#### **3.10.3.2 Correcciones por amortiguamiento y sobrerresistencia**

Los espectros de diseño elásticos que se proponen en el Manual fueron obtenidos para un porcentaje de amortiguamiento crítico  $\zeta_e = 5\%$ . Para obtener ordenadas espectrales correspondientes a otro nivel de amortiguamiento, se utiliza el factor dado por la ecuación 1.22 de la sección de recomendaciones 3.1.

En el caso de que la disipación de energía de los apoyos y/o de la cimentación sea considerablemente distinta a la de la estructura, es necesario contar con un criterio para combinar las distintas fuentes de disipación de energía, cuando se utilizan los métodos estático o dinámico de análisis. Para ello se propone el criterio de energía proporcional, que se reconoce como criterio aceptable en problemas de interacción suelo – estructura (Roesset *et al*, 1973), y que ha sido validado para el caso particular de puentes con disipación de energía por Franchin *et al*, (2001).

Los porcentajes de amortiguamiento que se proponen se emplean comúnmente para los elementos de concreto reforzado y para los apoyos de neopreno reforzados con placas de acero. El amortiguamiento de la cimentación es un parámetro de mayor variabilidad debido a las propiedades de los suelos, no obstante, a falta de información específica se pueden emplear los valores de la tabla, que fueron tomados del reglamento japonés (JRA, 1996).

El requisito de que el amortiguamiento del sistema no exceda del 30% del crítico se debe fundamentalmente a que el amortiguamiento se vuelve no proporcional para valores mayores (Franchin *et al*, 2001 y Goel, 2001). Por este motivo no se pueden emplear las técnicas convencionales para el análisis modal, ni los programas de cómputo convencionales, y de ahí que se haya decidido limitar el valor del amortiguamiento.

El efecto de la sobrerresistencia que se obtiene al diseñar los elementos de concreto se debe a la mayor resistencia que tiene el acero de refuerzo como consecuencia del endurecimiento por deformación y al valor real del esfuerzo de fluencia. Adicionalmente, el concreto tiene una resistencia mayor que la utilizada en el diseño, debido al confinamiento, al aumento de la resistencia con la edad y al efecto de la tasa de aplicación de las cargas dinámicas. Al tener en cuenta estos efectos, la sobrerresistencia puede alcanzar valores mayores que el 50% de la resistencia de diseño (Paulay y Priestley, 1991), por lo que se propone reducir el espectro con un factor  $F_R = 1.5$ .

### **3.10.4 MÉTODOS DE ANÁLISIS**

#### **3.10.4.1 Objetivo y campo de aplicación**

El principal objetivo de la modelación y el análisis es la cuantificación de la respuesta sísmica de los puentes en términos de desplazamientos y de fuerzas. Esta cuantificación se requiere tanto para el diseño sísmico de puentes nuevos como para la evaluación de puentes existentes. Durante los últimos años la modelación y el análisis sísmico de puentes han experimentado una evolución notable, ligada directamente con el auge de la computación digital.

Se proponen los cuatro métodos de mayor aplicación en puentes, que representan diferentes grados de refinamiento.

#### **3.10.4.2 Análisis estático lineal (AEL)**

En este método de análisis se supone que el puente, o cada subsistema o módulo, responden fundamentalmente en su primer modo de vibrar. Su uso se recomienda para puentes o subsistemas sencillos. Se puede emplear para puentes desplantados en terreno firme o de amplificación moderada con factores de sitio  $F_s < 1.5$ , ya que en terreno de amplificación significativa o baja velocidad, los modos superiores llegan a tener una contribución importante en la respuesta y/o es necesario considerar la interacción suelo–estructura.

El ancho mínimo de la superestructura que se propone como límite, se establece con la finalidad de evitar deformaciones excesivas del tablero en su plano (Eurocódigo 8, 2003). Con el resto de los requisitos sobre la curvatura máxima, la simetría transversal, el esviajamiento y los cambios bruscos de rigidez y/o masa se tiene como propósito evitar efectos de torsión, de distribución irregular de las fuerzas entre los elementos verticales y la influencia de modos superiores (Jara y Casas, 2002b; Caltrans, 2004).

#### **3.10.4.3 Análisis dinámico lineal (ADL)**

El ADL puede aplicarse a cualquier puente estándar y debe emplearse en aquellos casos en que el AEL no proporcione un adecuado nivel de precisión para estimar el comportamiento dinámico. Esto sucede cuando el puente se desplanta en terrenos con  $F_s > 1.5$ , cuando presenta una curvatura horizontal pronunciada, asimetrías grandes o variaciones importantes de rigidez o de masa que pueden dar lugar a demandas de ductilidad elevadas en algún elemento. La facilidad de emplear programas más refinados y equipo de cómputo de mayor capacidad, conduce al uso cada vez más extendido del ADL.

Se recomienda emplear un número mínimo de elementos para la discretización de pilas y superestructura, para reflejar mejor su contribución a la respuesta dinámica del puente. El mínimo de masa modal efectiva acumulada se establece para considerar todos los modos que tengan una contribución significativa en la respuesta global de la estructura.

Se optó por emplear la regla de combinación cuadrática completa en lugar del método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, ya que no es raro que en puentes se tengan periodos muy cercanos entre sí, situación que invalida la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

#### **3.10.4.4 Análisis estático no lineal (AENL)**

El AENL consiste en una sucesión de análisis lineales incrementales que en su conjunto definen el comportamiento no lineal de la estructura. La carga lateral que se aplica al puente se aumenta gradualmente, hasta alcanzar las demandas máximas de ductilidad que se establecen para cada uno de los estados límites. Como en este modelo analítico se toma en cuenta la redistribución de fuerzas internas que se produce cuando los elementos responden inelásticamente, se considera que el AENL proporciona una medida más realista del comportamiento cuando se requiere estimar las demandas en niveles de respuesta cercanos al colapso.

#### **3.10.4.5 Análisis paso a paso**

En el análisis paso a paso se obtiene la respuesta temporal de la estructura mediante la integración numérica de las ecuaciones de movimiento. La acción sísmica consiste en una serie de registros temporales de movimiento del terreno, de dos o tres componentes, aplicados en los apoyos del modelo.

En principio, este método es aplicable a cualquier tipo de puentes, sin embargo, dada su complejidad, no es necesario aplicarlo en aquellos casos en los que los métodos anteriores proporcionan una aproximación razonable.

Para efectuar el análisis es válido considerar que la excitación sísmica es la misma en los diferentes apoyos del puente, tanto en amplitud como en fase, excepto en los casos previstos en 3.10.4.6.4, en los que deberá considerarse la variabilidad espacial del movimiento sísmico.

#### **3.10.4.6 Consideraciones especiales**

##### **3.10.4.6.1 Rigidez efectiva de los elementos**

En los análisis elásticos se suponen que relación entre esfuerzos y deformaciones es lineal, aunque los elementos de concreto muestran un comportamiento no lineal antes de alcanzar su límite de fluencia teórico.

Para evaluar la rigidez efectiva de elementos de concreto debe tenerse en cuenta la influencia del agrietamiento por flexión, que es normalmente el primero en ocurrir. En Priestley *et al*, (1996) se presentan gráficas que permiten estimar la inercia efectiva de secciones rectangulares y circulares en función del nivel de carga axial y del porcentaje de acero de refuerzo longitudinal. El valor propuesto para el momento de inercia efectivo de pilas ( $I_{ef} = 0.4I_{gruesa}$ ) corresponde al valor aproximado que se presenta en estas gráficas, para cargas axiales comprendidas entre 10% y el 15% de su resistencia a compresión y porcentajes de acero entre 1% y el 2%, que suelen ser valores habituales para estos elementos.

##### **3.10.4.6.2 Efecto del material de relleno en los estribos**

El relleno localizado en el respaldo del estribo se puede modelar mediante elementos que sólo trabajan a compresión. En Caltrans (2004), y Karantzakis y Spyarakos (2004) se presentan métodos que permiten modelar la interacción no lineal de contacto relleno–estribo.

### 3.10.4.6.3 Masa adherida en pilas sumergidas

El efecto de la interacción hidrodinámica pila-agua es complejo de evaluar y consiste en determinar la masa de agua que es arrastrada por la pila durante el movimiento sísmico. Dada la complejidad del fenómeno, se propone emplear el método aproximado del Eurocódigo 8 (2003).

### 3.10.4.6.4 Variabilidad espacial del movimiento sísmico

Variabilidad espacial significa que el movimiento en los distintos apoyos de la cimentación es diferente. Ésta se asocia con cuatro distintos efectos (Der Kiureghian, 1996): paso de onda, pérdida de coherencia, atenuación y de sitio. La caracterización de la variabilidad espacial del movimiento debe efectuarse considerando la probable contribución de las ondas P, S, Love y Rayleigh, a la vibración total del terreno. Sin embargo, pueden emplearse modelos simplificados. En Eurocódigo 8 (2003) se presenta uno de estos modelos. En Ramírez y Ayala (1999) se evalúa este fenómeno referido a la respuesta no lineal de puentes y en Álvarez *et al.*, (2005) se reporta un caso de estudio de análisis no lineal paso a paso con variabilidad espacial en un puente en arco.

## 3.10.5 DISEÑO DE PILAS

### 3.10.5.1 Demanda y capacidad de desplazamiento

El método basado en la resistencia es el procedimiento recomendado en la mayor parte de los códigos que se elaboraron hace dos o tres décadas. Su uso se inicia con las primeras propuestas de diseño sísmico al principio del siglo XX, y se sigue aplicando en la actualidad, a pesar de que se reconoce que la resistencia no representa apropiadamente el comportamiento de una estructura durante un temblor. Aunque la resistencia correspondiente al sismo de diseño ha sido entendida como sinónimo de una respuesta estructural adecuada, ahora se reconoce que una mayor resistencia no asegura necesariamente un comportamiento satisfactorio para todos los niveles de intensidad sísmica.

En la figura 3.10.1 se muestra la pila de un puente en que se observa que el daño se inicia con desplazamientos relativamente bajos, próximos al desplazamiento de fluencia. Conforme se incrementa el daño, las deformaciones en las articulaciones plásticas aumentan y los desplazamientos asociados a ellas también. No obstante, la fuerza que actúa sobre la pila durante la transición de un estado de daño al otro, se modifica ligeramente y no puede ser utilizada como índice del nivel de daño que se produce en la pila. En cambio, los desplazamientos, o medidas relacionadas a ellos, pueden caracterizar adecuadamente el nivel de daño en el elemento.

Como se espera que en regiones de moderada y alta actividad sísmica las estructuras experimenten deformaciones superiores a las elásticas, se considera más apropiado utilizar criterios de diseño que relacionen la intensidad sísmica directamente con el nivel de daño en la estructura.

Una alternativa que está ganando muchos adeptos en años recientes por su transparencia, objetividad y sencillez, es el procedimiento de diseño basado en los desplazamientos. A través de este método se pretende mejorar la fiabilidad en el proceso de diseño, mediante una relación más directa entre la respuesta y el comportamiento esperado de la estructura. El método de diseño basado en desplazamientos puede definirse como un procedimiento en que las deformaciones de los materiales, o los desplazamientos asociados a las deformaciones, son empleados como criterio

básico de diseño. Este procedimiento contrasta con el método tradicional, cuyo criterio de aceptación de una estructura frente al sismo se basa en la comparación de la fuerza actuante y la resistencia.

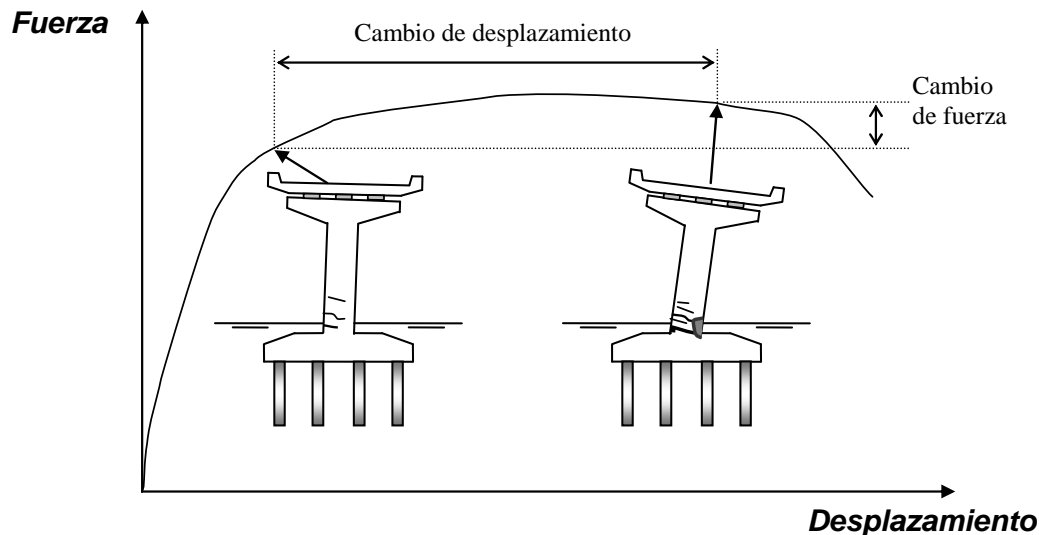


Figura 10.1 Comportamiento fuerza–desplazamiento de la pila.

Los daños observados en sismos recientes muestran que las deformaciones inelásticas se presentan en elementos en los que no se considera conveniente que se produzca daño. Por tal motivo, se considera importante que el diseño se oriente claramente para que la disipación de energía inelástica se produzca en los elementos diseñados específicamente para ello. En este caso se pretende que las articulaciones plásticas por flexión se presenten en las pilas y que el resto de los componentes del puente permanezcan dentro del intervalo elástico.

### 3.10.5.1.1 Demanda de desplazamientos

Como los puentes están constituidos por elementos de concreto con diferente rigidez, apoyos y su cimentación, se forma un sistema con elementos con características disímiles de rigidez, resistencia y disipación de energía, que deben ser tomadas en cuenta en el análisis y diseño, especialmente en aquellos casos en que su contribución a la respuesta sea significativa.

Para el control del nivel de daño en los elementos pueden considerarse diferentes tipos de ductilidad. Generalmente se emplean ductilidades de curvatura ( $\mu_\phi$ ), rotación ( $\mu_\theta$ ) o desplazamientos ( $\mu_\Delta$ ) en el diseño de pilas de puentes. Por lo tanto, es importante definir el tipo de ductilidad que se empleará en el diseño y recordar que se obtienen distintos valores de ductilidad asociados con el mismo nivel de daño. Normalmente se encuentra que  $\mu_\phi > \mu_\theta > \mu_\Delta$ . Se propone emplear la ductilidad de desplazamiento por que representa una medida física fácil de obtener y de medir.

Es costumbre referir la ductilidad como un parámetro global del sistema, a pesar de que la ductilidad de cada uno de sus componentes no corresponde con ese valor. Ya que se pretende que la disipación de energía no–lineal se concentre en las articulaciones plásticas de las pilas, se comparan las demandas de ductilidad en estos elementos y se identifica su relación con la ductilidad global, en función de la flexibilidad de los otros componentes del puente, como son el cabezal, la cimentación y los apoyos.

### 3.10.5.1.2 Capacidad de desplazamiento de las pilas

Para determinar la capacidad de desplazamiento de las pilas para cada uno de los estados límite, es necesario conocer la relación momento–curvatura de la sección en que se predice la formación de la articulación plástica.

El desplazamiento de la pila se obtiene a partir de la curvatura de la sección aplicando las hipótesis usuales de la mecánica. Para ello, se requiere definir la longitud de la articulación plástica, que depende de la altura de la columna, de las dimensiones de la sección y del refuerzo longitudinal. Existen diversas propuestas derivadas de ensayos experimentales para estimar  $L_{pa}$ , cuyos valores oscilan entre 5 y 15% de la longitud de la columna aproximadamente (JRA 1996, Priestley *et al*, 1996, Chung *et al*, 2004). La ecuación que se recomienda fue propuesta por Priestley ya que proporciona valores intermedios dentro de las distintas propuestas.

### 3.10.5.1.3 Ductilidad de desplazamiento máximo

Los valores de ductilidad de desplazamiento máximo permitidos se basan en los resultados propuestos en Caltrans (2004), FIB (2004), Jara (2004) y en diversos resultados experimentales (PEER, 2004; UCSD, 1997 y Mander *et al*, 1988b).

Con el fin de proporcionar una ductilidad mínima a las pilas, independientemente de las demandas de ductilidad obtenidas en el análisis, se recomienda diseñar las pilas que forman parte de marcos y las pilas que se deforman en voladizo con una ductilidad de desplazamiento mínima  $\mu_{\Delta} = 3.0$ , como se especifica en Caltrans (2004).

## 3.10.5.2 DEMANDA Y CAPACIDAD DE RESISTENCIA

Además de cumplir con los requisitos de desplazamiento, la estructura debe revisarse para que pueda resistir las fuerzas asociadas y cumplir con los requisitos de diseño para alcanzar los niveles de ductilidad que se demandan. La revisión de la resistencia se exige para el estado límite de colapso, en que se presentan los elementos mecánicos más altos (o muy próximos a ellos). Se considera que con la práctica actual de diseño, se asegura la resistencia para el estado límite de servicio, una vez que se proporciona suficiente resistencia para el estado límite de colapso.

### 3.10.5.2.1 Momento flexionante de diseño

La relación momento–curvatura de la sección puede obtenerse con una curva idealizada según se describe en los comentarios del inciso 3.10.5.1.2.

### 3.10.5.2.2 Condiciones de diseño para fallas de tipo frágil

Al revisar la resistencia se propone un criterio de diseño por capacidad, en que se orienta la formación de las articulaciones plásticas por flexión en zonas específicas de la estructura, proporcionando suficiente resistencia para tipos de falla frágil en el elemento. La resistencia para los tipos de falla no deseados deberá ser mayor que la demanda de fuerza que se produce cuando se considera la sobrerresistencia por flexión en las secciones en que se formarán las articulaciones plásticas. El factor  $F_R$  que se propone en los códigos y en las referencias consultadas para pilas de puentes, es en general, menor al que se propone para edificios, debido fundamentalmente a la falta de redundancia en este tipo de estructuras. Los valores usuales se encuentran dentro del intervalo  $1.35 \leq F_R \leq 1.65$ . El valor de 1.5 es el que se propone por ser un valor intermedio.



### 3.10.5.2.3 Condiciones de diseño para elementos que se mantienen elásticos

Se deberá dar suficiente resistencia para tipos de falla frágil y para los elementos que deben mantenerse dentro del límite elástico. La resistencia para los elementos que se mantienen elásticos será la que se obtiene de la redistribución de fuerzas que resulta de considerar la sobrerresistencia en las secciones en que se formarán las articulaciones plásticas.

## 3.10.6 DISEÑO DE OTROS COMPONENTES

### 3.10.6.1 Superestructura

Generalmente los elementos críticos de puentes estándar para las acciones de tipo sísmico, son los de la subestructura. Por ello, las articulaciones plásticas deben producirse en las pilas y la superestructura debe permanecer dentro del intervalo elástico.

Los diafragmas transversales contribuyen a la adecuada transmisión de cargas verticales entre las vigas. Sin embargo, en el caso de que el tablero descansa sobre vigas metálicas, es necesario colocar diafragmas intermedios para incrementar su rigidez y resistencia ante las fuerzas de inercia transversales que transmite el tablero. Los diafragmas intermedios deben conectarse a la parte inferior del alma de la trabe. Con ello, se trata de evitar fallas como las que se observaron en la vía Hanshin durante el temblor de Kobe de 1995.

Las secciones cajón son muy eficientes porque cuentan con una gran rigidez y resistencia para un peso relativamente reducido. Debido a su alta rigidez a torsión contribuyen de manera eficiente a la transmisión lateral de la carga. Por ello, son altamente recomendables para puentes con curvatura horizontal en el plano.

En el caso de que la superestructura se conecte en forma monolítica con la subestructura, se deberán realizar los detalles necesarios para una adecuada transmisión de los esfuerzos y proporcionar una adecuada longitud de anclaje. Las fuerzas de diseño deberán corresponder a las del momento resistente en las pilas, incrementadas por el factor de sobrerresistencia  $F_R$ .

Si los módulos del puente que se forman entre juntas constructivas tienen diferencias significativas de masa y/o rigidez, su movimiento puede estar fuera de fase y llevar a desplazamientos relativos de importancia. Se recomienda que se coloquen llaves de cortante que restrinjan el movimiento. Sin embargo, se sugiere que se deje una holgura entre ellas para permitir cierta rotación entre las secciones adyacentes de la superestructura.

### 3.10.6.2 Apoyos

Se pueden elegir apoyos que permitan la rotación únicamente, o que admitan el desplazamiento lateral en una o más direcciones. El apoyo tipo "pot", es el más común para permitir la rotación, mientras que los apoyos de neopreno reforzados con placas de acero, las mecedoras y los apoyos deslizantes permiten los desplazamientos laterales.

El aumento del periodo originado por la flexibilidad de los apoyos puede ser benéfico en terreno rocoso, porque la energía se concentra en la región de periodos cortos. Se tiene una situación

opuesta, en suelos blandos porque la energía se concentra en la zona de periodos largos, incurriendo en demandas mayores. La flexibilización del sistema conduce a mayores desplazamientos y a la posibilidad de choque en las juntas.

#### **3.10.6.2.1 Fuerza horizontal que transmiten los apoyos**

La fuerza de inercia de la superestructura se transmite a la subestructura a través de los apoyos. La fuerza horizontal que estos son capaces de transmitir, depende de la rigidez del apoyo y del nivel de desplazamiento que experimente. Como la relación fuerza–desplazamiento del neopreno es aproximadamente lineal para todos los niveles de carga, puede controlarse fácilmente el nivel de fuerza que transmite.

Los topes sísmicos pueden absorber parte importante de la fuerza lateral, sin embargo su contribución está determinada por la holgura existente entre el tope y la superestructura, y de la relación entre las rigideces de los módulos adyacentes.

La ecuación del momento que transmite el apoyo, puede aproximarse con una relación lineal, a pesar de que el módulo  $E_c$  es función del nivel de carga.

#### **3.10.6.2.2 Consideraciones de diseño**

Usualmente la selección del apoyo depende de la intensidad de la carga vertical que debe transmitir a la subestructura. La rigidez lateral, necesaria para controlar los desplazamientos y el periodo de vibrar del sistema, se determina mediante el espesor del neopreno. Si se requiere un espesor importante, los efectos de estabilidad pueden reducir la capacidad portante del apoyo en forma significativa.

El amortiguamiento de los apoyos laminados es originado por el comportamiento viscoso del neopreno, con valores máximos de 5%.

Como la pérdida de apoyo puede impedir la circulación de vehículos sobre el puente se recomienda la colocación de topes sísmicos y/o dispositivos que limiten el movimiento longitudinal y transversal del puente como segunda línea de defensa. La conexión del apoyo con los elementos que conecta también debe ser suficientemente resistente y debe diseñarse de acuerdo con los criterios de un diseño por capacidad, para una fuerza lateral equivalente a la sobrerresistencia a flexión de las pilas.

### **3.10.6.3 Juntas de expansión**

#### **3.10.6.3.1 Dimensión mínima de juntas**

Las juntas de la superestructura son necesarias para evitar el golpeteo producido por sismo. La junta permite que el puente o cada módulo vibren de manera independiente durante la ocurrencia de un temblor.

La anchura de la junta propuesta tiene por objeto evitar grandes cargas impulsivas producidas por impacto entre elementos estructurales. Además, cuando se emplea aislamiento de base, es necesario contar con la holgura suficiente que garantice el adecuado desempeño de los aisladores. Sin embargo, si no se emplea aislamiento sísmico y la junta resulta con una anchura demasiado grande a juicio del proyectista, ésta se podrá reducir teniendo en cuenta la eventual ocurrencia de golpeteo,

efecto que puede modelarse numéricamente mediante elementos longitudinales que sólo trabajan a compresión al cerrarse la junta. Cuando se conectan módulos con variaciones grandes en rigideces y/o masas no es deseable que ocurra impacto.

#### **3.10.6.3.2 Longitud mínima de asiento**

La experiencia de los últimos años muestra la caída de un número importante de tramos de superestructura durante la ocurrencia de desplazamientos sísmicos combinados con una limitada longitud de asiento, aun durante sismos con intensidades inferiores a las de diseño. Debe proporcionarse una longitud adecuada de asiento calculando los desplazamientos relativos longitudinales por sismo. Además, en ciertos tipos de terreno, es importante considerar la posibilidad de que se produzcan deformaciones permanentes del suelo que contribuyan a la pérdida de asiento.

Estrada y Reinoso (2005) han estudiado los desplazamientos relativos longitudinales en pilas de puentes urbanos, recomendando el uso de ecuaciones como la ecuación 10.23 (sección de recomendaciones 3.10), para el cálculo de la longitud mínima de asiento. Por otro lado, se sabe que la vida útil de los apoyos es menor que la del puente, por lo que la longitud mínima de asiento propuesta (700mm) se estableció en función de las probables dimensiones mínimas de los apoyos y de la base de los gatos hidráulicos que permitan levantar la superestructura para el eventual reemplazo de los apoyos. Dicha longitud mínima es similar a la propuesta por Caltrans (2004) y JRA (1996).

#### **3.10.6.4 Topes sísmicos**

La geometría de los topes sísmicos da origen a un comportamiento distinto al que muestran las vigas a flexión. Por ello, su diseño se realiza en forma semejante al de las vigas peraltadas o mediante la analogía de la armadura. El criterio que se propone es básicamente el que se especifica en el reglamento ACI-318-2005 y en las NTC- 2004 (Estructuras de Concreto).

Para estimar la fuerza sísmica sobre el tope no se considera ninguna reducción por ductilidad y se desprecia la fuerza lateral que pueden transmitir los apoyos, pues el tope es un elemento básico en la estabilidad del puente completo y se pretende que actúe como una segunda línea de defensa estructural.

En algunos casos, como el de los topes de los estribos, se puede concentrar un porcentaje importante de la fuerza lateral mayor al que resulta del peso tributario, sobre todo en el caso de que las pilas adyacentes sean muy flexibles, o que el claro sea muy largo. Esto conduce a la falla de los topes sísmicos, incluso en sismos moderados. Por ello, debe considerarse el escenario de un estribo sin topes sísmicos en temblores importantes.

#### **3.10.6.5 Restricción del movimiento longitudinal en las juntas**

El colapso de la superestructura debido a la pérdida de asiento en los apoyos puede prevenirse mediante el uso de dispositivos que limiten la apertura excesiva de la junta debida al movimiento fuera de fase de módulos adyacentes y/o al comportamiento inelástico del puente.

Actualmente no se cuenta con un método satisfactorio para diseñar estos dispositivos requeridos en las juntas de expansión. Por ello se propone recurrir al criterio simplificado presentado. En

DesRoches y Fenves (2001) se presenta una metodología que permite diseñar los dispositivos tomando en cuenta las características dinámicas del movimiento.

Es recomendable que los dispositivos para restringir el movimiento se fabriquen con un material que contribuya a la disipación histerética de energía durante el movimiento sísmico para reducir las fuerzas de inercia sobre las pilas.

# **SECCIÓN 3.11**

## **ESTRUCTURAS TIPO 8 TUBERÍAS**

**ÍNDICE**

3.11.1	ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS.....	183
3.11.1.1	Tuberías enterradas .....	183
3.11.1.2	Tuberías sobre la superficie .....	183
3.11.2	MÉTODO SIMPLIFICADO .....	183
3.11.2.1	Tuberías enterradas .....	183
3.11.2.2	Tuberías sobre la superficie .....	184
3.11.3	MÉTODO PSEUDOESTÁTICO.....	185
3.11.3.1	Tuberías enterradas .....	185
3.11.3.2	Tuberías sobre la superficie .....	188
3.11.4	ANÁLISIS DINÁMICO .....	189
3.11.5	CRUCE DE FALLAS GEOLÓGICAS ACTIVAS.....	189

Las principales causas que originan la falla de tuberías enterradas durante la ocurrencia de un sismo son los movimientos vibratorios del suelo y la falla del terreno (Kubota, 1981). Los primeros inducen en las tuberías deformaciones axiales cuyas magnitudes generalmente son mucho mayores que las deformaciones por flexión. La falla del terreno ocasiona deformaciones de magnitudes muy grandes comparadas con las provocadas por el paso de las ondas sísmicas.

Por lo anterior, los criterios de diseño adoptados se basan en el hecho de que las tuberías enterradas deberán estar diseñadas para permitir movimientos de expansión y contracción por medio de juntas, de tal manera que se disipen las fuerzas ocasionadas por el sismo. En el caso de sistemas continuos generalmente las fallas por efecto del sismo son ocasionadas por el pandeo de la tubería y ocurren en zonas cercanas a válvulas y puntos de intersección. Además, se proponen algunas recomendaciones para el diseño sísmico de tuberías que cruzan sobre una falla o que están construidas en terrenos inestables o en los cuales puede ocurrir el fenómeno de licuación. Por lo que respecta a las tuberías sobre la superficie, un análisis sísmico riguroso de estas estructuras llevaría a calcular, además de los efectos de las fuerzas de inercia, los efectos de los movimientos relativos de los apoyos. Sin embargo, dadas las dificultades que existen en la adopción de un método de análisis que permita considerar ambos efectos simultáneamente, sólo se presentan en estas recomendaciones criterios independientes de diseño. En este grupo de tuberías se incluyen aquéllas que son soportadas en apoyos directamente sobre el terreno o en apoyos sobre otras estructuras, por ejemplo, edificios y racks.

### **3.11.1 ELECCIÓN DEL TIPO DE ANÁLISIS**

#### **3.11.1.1 Tuberías enterradas**

Las recomendaciones para el método simplificado de análisis se basan en el criterio del nivel de deformaciones del terreno, para un nivel bajo de deformaciones se cumple la hipótesis de que la máxima deformación axial de la tubería ocurre cuando ésta se mueve igual que el suelo que la rodea. Para un nivel alto de deformaciones se presenta el fenómeno de deslizamiento de la tubería con respecto al suelo, para tomar en cuenta este efecto se parte de un modelo de interacción entre el suelo y la tubería.

#### **3.11.1.2 Tuberías sobre la superficie**

A diferencia de las tuberías enterradas, el método simplificado de análisis que se propone toma en cuenta el periodo fundamental del tramo de tubería y la zona sísmica en que está instalada la misma. El principio básico de diseño adoptado es que los apoyos deben estar diseñados de tal manera que soporten las fuerzas inducidas en ellos por el sismo.

### **3.11.2 MÉTODO SIMPLIFICADO**

#### **3.11.2.1 Tuberías enterradas**

Los criterios adoptados en el método simplificado se basan en dos criterios. El criterio de Newmark (Arman y Muleski, 1981) para niveles de deformación bajos, considerando que la deformación de la

tubería es igual a la deformación del terreno. Y para el caso de deformaciones mayores donde se presenta deslizamiento de la tubería con respecto al terreno se emplea el criterio de O'Rourke y Elhadi (O'Rourke, 1999). Ambos criterios se fundamentan en un modelo de tubería enterrada en un semiespacio elástico, (figura 11.1) también se considera una excitación sísmica producida por una onda de cuerpo. Los efectos inerciales de la tubería se desprecian. Los coeficientes de deformación y curvatura que se proponen en las recomendaciones proporcionan valores iguales a los máximos que se obtienen con los ángulos críticos de incidencia de las ondas.

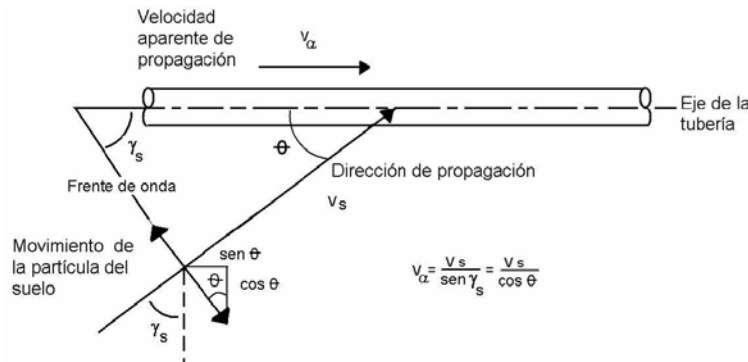


Figura 11.1 Modelo de tubería para el método cuasi-estático.

La ecuación 11.6 presentada en las recomendaciones indica que las deformaciones axiales en la tubería no pueden ser mayores que la deformación axial inducida por fricción en la interfaz suelo-tubería.

En las recomendaciones está implícito la dificultad que existe para predecir el tipo de onda de cuerpo que incidirá sobre la tubería. Por otra parte, si las ondas de superficie son las que predominan en el sitio en cuestión, su velocidad regirá el diseño de la tubería. De particular importancia son las ondas de Rayleigh, ya que son las que provocan las deformaciones axiales de la tubería las cuales modifican en mayor grado el comportamiento sísmico de la misma (O'Rourke, 1999). No se considera explícitamente este tipo de ondas, ya que la determinación de su velocidad es compleja puesto que depende, entre otros factores, de la frecuencia de excitación. También está implícita en las recomendaciones la necesidad de llevar a cabo estudios geofísicos y sismológicos para determinar la velocidad aparente de propagación de las ondas sísmicas en un sitio específico.

Cuando la dirección del eje de la tubería y el de propagación de ondas no coincide, se producen deformaciones longitudinales y curvaturas que son función del ángulo  $\theta$  formado por las dos direcciones anteriores. Las deformaciones longitudinales empleando el criterio de Newmark (Newmark y Hall, 1967) vienen dadas por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{v_{\max}}{v_a} \pm \frac{a_0 g D_p}{v_a^2} \quad (11.1)$$

### 3.11.2.2 Tuberías sobre la superficie

La hipótesis de que la tubería se puede modelar mediante elementos viga se utiliza generalmente en análisis más refinados, por ejemplo cuando se recurre al método del elemento finito. Para aquellos



casos en que los tramos de tubería no se encuentren simplemente apoyados en sus extremos, se puede acudir a Blevins, 1979, para determinar el periodo fundamental ante diferentes condiciones de frontera.

Para el análisis de tramos de tubería entre dos apoyos consecutivos que incluyan un codo o cambio de dirección, o una masa concentrada, se puede recurrir al cálculo de una longitud equivalente, obtenida ésta como el producto de un factor de modificación por la longitud entre los apoyos. El resultado se sustituye por L en la fórmula para el cálculo del periodo fundamental.

### 3.11.3 MÉTODO PSEUDOESTÁTICO

#### 3.11.3.1 Tuberías enterradas

El método de la deformación sísmica (JSCE, 1988), se basa en estimar la amplitud del desplazamiento del suelo que rodea la estructura, en función de parámetros dinámicos del sitio como es el periodo natural y la aceleración del terreno a nivel de la tubería. El método asume que las ondas sísmicas propagadas son ondas senosoidales con una longitud de onda  $\lambda$  y una amplitud  $U_h$ . De acuerdo a lo anterior el valor del desplazamiento del suelo a una profundidad  $x$  cualquiera, dentro de un estrato superficial de espesor  $H_s$ , se obtiene por:

$$u_g = u_0 e^{i\omega t} \quad (11.2)$$

donde

- $u_g$  es el desplazamiento del estrato en la base
- $u_0$  la amplitud del desplazamiento
- $e^{i\omega t}$  representa el carácter dinámico de dicho desplazamiento

Tomando en cuenta la ecuación de onda de corte en una dimensión, dada por:

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = v_s^2 \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} \quad (11.3)$$

donde

- $v_s$  es la velocidad de onda de corte dentro del estrato
- $u_x$  es el desplazamiento del suelo dentro del estrato a la profundidad  $H_c$

Al calcular el desplazamiento horizontal del terreno,  $u_h$ , se obtiene que:

$$u_h = \frac{2}{\pi^2} S_v T_g k'_h \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} \quad (11.4)$$

donde

- $S_v$  es velocidad de respuesta normalizada, en cm/s por unidad de coeficiente sísmico
- $H_s$  representa el espesor de la capa superficial de suelo
- $k'_h$  es un coeficiente sísmico de la roca basal

Esta ecuación también puede expresarse en términos de la aceleración como:

$$U_h = \frac{T_g}{4\pi^2} a_0 g \cos \frac{\pi H_c}{2H_s} \quad (11.5)$$

La deformación unitaria del terreno se obtiene a partir del desplazamiento  $U_h$  y calculando la longitud de la onda sísmica,  $\lambda$  con la ecuación 11.8 de la sección de recomendaciones.

$$\varepsilon_g = \frac{2\pi U_h}{\lambda} \quad (11.6)$$

Dicha deformación que multiplicada por los coeficientes de transferencia  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  nos lleva a obtener la deformación axial  $\varepsilon_{ta}$  y por flexión  $\varepsilon_{tb}$  de la tubería.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{ta} &= \alpha_1 \varepsilon_g \\ \varepsilon_{tb} &= \alpha_2 \varepsilon_g \end{aligned} \quad (11.7)$$

En el caso particular de tuberías con juntas con expansión – contracción y flexibilidad, el cálculo de esfuerzos axiales y flexionantes se obtiene empleando los valores de  $\xi_1$  y  $\xi_2$ , que son valores de compensación en la dirección axial y en la dirección de flexión, respectivamente. Estos se calculan utilizando las siguientes ecuaciones:

$$\xi_1(x) = \frac{\sqrt{\phi_1(x)^2 + \phi_2(x)^2}}{\left[ \exp(v'\eta_1\lambda') - \exp(-v'\eta_1\lambda') \right]} \quad (11.8)$$

$$\xi_2(x) = \sqrt{\phi_3(x)^2 + \phi_4(x)^2} \quad (11.9)$$

donde

$$\begin{aligned} \phi_1(x) &= \left[ \exp(-v'\eta_1\lambda') - \cos(2\pi v') \right] \exp(\mu'\eta_1\lambda') - \\ &\quad \left[ \exp(v'\eta_1\lambda') - \cos(2\pi v') \right] \exp(-\mu'\eta_1\lambda') + \\ &\quad 2\sinh(v'\eta_1\lambda') \cos(2\pi\mu') \\ \phi_2(x) &= 2\sen(2\pi v') \sinh(\mu'\eta_1\lambda') - 2\sen(2\pi\mu') \sinh(v'\eta_1\lambda') \\ \phi_3(x) &= f_3 e_3 - f_1 e_2 - f_4 e_1 - \sen(2\pi\mu) \\ \phi_4(x) &= e_4 - f_2 e_3 - f_2 e_2 - f_5 e_1 - \cos(2\pi\mu) \end{aligned} \quad (11.10)$$

$$\begin{aligned} e_1 &= \sen(\mu\beta\lambda) \sinh(\mu\beta\lambda) \\ e_2 &= \sen(\mu\beta\lambda) \cosh(\mu\beta\lambda) \\ e_3 &= \cos(\mu\beta\lambda) \sinh(\mu\beta\lambda) \\ e_4 &= \cos(\mu\beta\lambda) \cosh(\mu\beta\lambda) \end{aligned} \quad (11.11)$$

$$\begin{aligned}
f_1 &= \frac{1}{\Delta} \left[ (B_1(B_4 - B_1) - B_3(B_3 + B_2) - B_1 \cos(2\pi\nu)) \frac{2\pi}{\beta\lambda} + (B_3 + B_2) \sin(2\pi\nu) \right] \\
f_2 &= \frac{1}{\Delta} \left[ B_1(B_3 - B_2) - B_4(B_3 + B_2) + (B_3 + B_2) \cos(2\pi\nu) + B_1 \frac{2\pi}{\beta\lambda} \sin(2\pi\nu) \right] \\
f_3 &= \frac{1}{\Delta} \left[ (B_1(B_4 + B_1) - B_2(B_3 + B_2) - B_1 \cos(2\pi\nu)) \frac{2\pi}{\beta\lambda} + (B_3 + B_2) \sin(2\pi\nu) \right] \\
f_4 &= \frac{1}{\Delta} \left[ (B_3(B_4 + B_1) - B_2(B_4 - B_1) + (B_2 - B_3) \cos(2\pi\nu)) \frac{2\pi}{\beta\lambda} - 2B_1 \sin(2\pi\nu) \right] \\
f_5 &= \frac{1}{\Delta} \left[ (B_3 - B_2)^2 + 2B_1B_4 - 2B_1 \cos(2\pi\nu) - (B_2 - B_3) \frac{2\pi}{\beta\lambda} \sin(2\pi\nu) \right]
\end{aligned} \tag{11.12}$$

$$\begin{aligned}
B_1 &= \sin(\nu\beta\lambda) \sinh(\nu\beta\lambda) \\
B_2 &= \sin(\nu\beta\lambda) \cosh(\nu\beta\lambda) \\
B_3 &= \cos(\nu\beta\lambda) \sinh(\nu\beta\lambda) \\
B_4 &= \cos(\nu\beta\lambda) \cosh(\nu\beta\lambda)
\end{aligned} \tag{11.13}$$

$$\nu = L_p / \lambda \qquad \nu' = L_p / \lambda' \tag{11.14}$$

$$\mu = x / \lambda \qquad \mu' = x / \lambda' \tag{11.15}$$

$$\Delta = (B_3 + B_2)(B_3 - B_2) + 2B_1^2 \tag{11.16}$$

donde

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{Kg_2}{4EI}} = \text{relaci3n de rigideces entre suelo y tuber3a}$$

$L_p$  es la longitud de la tuber3a (cm)

$\lambda'$  es la longitud de onda aparente  $\lambda' = \sqrt{2}\lambda$  (cm)

$x$  es la distancia del extremo de la tuber3a (cm) ( $= L_p/2$ )

En la literatura se reportan otros dos m3todos de an3lisis que se pueden utilizar para estudiar la respuesta s3smica de tuber3as rectas formadas a base de segmentos unidos mediante juntas flexibles: a) el m3todo de juntas friccionantes (Rascon y Mu3noz, 1985) y b) el m3todo cuasiest3tico (Serna, 1980; Wang, 1978). A diferencia del criterio de an3lisis propuesto, ambos m3todos toman en cuenta la rigidez del suelo y las juntas. Sin embargo, no se incluyen como criterios de an3lisis debido a la gran cantidad de informaci3n que se requiere para su aplicaci3n, como se ver3 en los siguientes p3rrafos.

El modelo matem3tico de juntas friccionantes considera un comportamiento el3stico del tubo, el suelo y las juntas. Como su nombre lo indica, el fen3meno de fricci3n entre el empaque y el tubo se modela con una junta friccionante. La resistencia del suelo se incluye en el an3lisis mediante un elemento el3stico longitudinal con una rigidez por unidad de longitud.

El método cuasi-estático suministra una mejor precisión que el método de juntas friccionantes, ya que considera un mayor número de propiedades del tubo y el suelo. El modelo teórico se muestra en la figura 11.2, los resortes entre cada segmento de tubería representan la rigidez de la junta, pudiendo suponerse para cada uno de ellos una relación carga-desplazamiento elástica o elastoplástica. La resistencia del suelo se representa también mediante un resorte con una relación carga-desplazamiento elastoplástica.

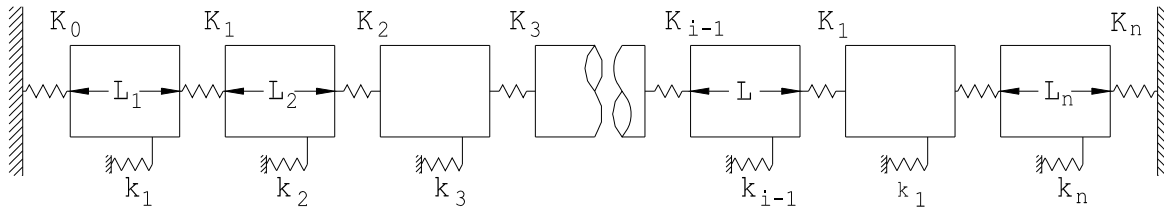


Figura 11.2. Modelo de tubería para el método cuasiestático.

En ambos métodos, con ayuda de conceptos del análisis matricial de estructuras se establece la ecuación de equilibrio del sistema suelo-tubería. Para su solución es necesario conocer los desplazamientos del terreno en las diferentes secciones de la tubería. Estos se obtienen de registros sísmicos obtenidos en el sitio de interés o mediante un proceso de simulación de temblores.

El análisis se lleva a cabo para cada segmento de la tubería y para la historia completa de desplazamientos del terreno. Conocidos los desplazamientos de la tubería, se calculan las extensiones o contracciones en las juntas y los desplazamientos relativos entre el terreno y las diferentes secciones de la tubería, y en consecuencia las deformaciones y curvaturas máximas de la misma.

### 3.11.3.2 Tuberías sobre la superficie

El análisis estático convencional de estructuras sobre la superficie considera que la excitación sísmica es la misma en todos los apoyos. Sin embargo, debido a que las tuberías son de longitudes muy grandes, es razonable utilizar un método de análisis que tome en cuenta, aunque sea de manera aproximada, la variación espacial de los movimientos en los apoyos.

Con el método que se propone se obtiene la respuesta de la tubería con base en los movimientos sísmicos de los apoyos. No se toman en cuenta los posibles efectos de amplificación dinámica ni la correlación entre estos movimientos.

El vector de desplazamientos  $U_0$  se forma con ayuda de los registros sísmicos generados en los apoyos o soportes de la tubería. Se recomienda que los desplazamientos que se utilicen como excitación de la tubería sean los más desfavorables.

Usando como excitación cada uno de los elementos del vector  $U_0$  se calculan los desplazamientos en el resto de los apoyos. Esto da lugar a  $N$  vectores de desplazamientos,  $U_n$ , uno para cada soporte.

Así, el vector de desplazamientos máximos probables en los apoyos,  $U_r$ , se puede estimar mediante el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los desplazamientos en los soportes.

Se incluye este método de análisis, ya que se puede llevar a cabo con programas de cálculo estructural convencionales, suponiendo que la tubería se modela con elementos viga.

#### **3.11.4 ANÁLISIS DINÁMICO**

El análisis modal espectral se prefiere sobre el análisis paso a paso debido a las dificultades que se presentan para definir el registro sísmico característico del sitio en que está construida la tubería. Influye también el costo y tiempo de cómputo que se requiere para el análisis mediante integración directa respecto al análisis con superposición modal.

La regla de combinación de las respuestas modales parece razonable. Cabe mencionar que para tuberías apoyadas en diferentes puntos en una misma estructura, o apoyadas en diferentes estructuras, lo más conveniente desde el punto de vista del análisis es recurrir al concepto de espectros sísmicos de piso (Singh, 1975). Sin embargo, no se propone un criterio de esta naturaleza debido a la falta de herramientas de cómputo que permitan llevar a cabo este tipo de análisis y a las dificultades inherentes en la utilización de este concepto tales como el cálculo de la correlación espacial y modal entre los espectros de cada apoyo, la definición de la contribución a la respuesta total de la respuesta estática y dinámica, la falta de un criterio de combinación modal apropiado, la evaluación de los efectos del amortiguamiento de sistemas estructurales acoplados y la interacción entre el sistema primario y secundario, entre otros.

#### **3.11.5 CRUCE DE FALLAS GEOLÓGICAS ACTIVAS**

Los efectos ocasionados en una tubería por los movimientos de una falla geológica pueden ser mucho más importantes que los ocasionados por el paso de las ondas sísmicas. El comportamiento en tuberías de acero con juntas soldadas que atraviesan una falla se basa en la capacidad que tienen para deformarse en tensión dentro del rango inelástico como respuesta a los esfuerzos que le induce los movimientos del terreno. Debe evitarse alineaciones de la tubería que permitan que la tubería se encuentre sujeta a compresión, ya que de acuerdo a criterios de deformación por compresión, los valores límites se encuentran en un intervalo mucho menor que la deformación a tensión sin que se llegue a una condición de falla.

En el análisis de tuberías en cruce de fallas el carácter dinámico del fenómeno suele ignorarse, considerándose solo la magnitud de las componentes máximas de desplazamiento que se presentan en la falla.

El método que se propone en la sección de recomendaciones es el método desarrollado por Kennedy (Kennedy *et al*, 1977). Es un método iterativo para calcular un esfuerzo axial,  $\sigma_a$  que produce una elongación  $\Delta L_a$  que se compara con la elongación requerida  $\Delta L_r$ , que es calculada de acuerdo a los desplazamientos registrados en una falla geológica. El procedimiento se basa en considerar que el movimiento de la falla ocurre sobre un plano sencillo, bien definido, considerando las masas de suelo

que se encuentran al lado de la falla como cuerpos rígidos. Se considera la curvatura del ducto que se desarrolla en la zona adyacente a la falla del terreno y las deformaciones por flexión asociadas a dicha curvatura.

El método desprecia la rigidez a la flexión de la tubería y con base en la teoría de grandes deformaciones se calculan los efectos de fuerzas laterales resultado de la restricción del suelo (interacción suelo-tubería). Los autores de esta metodología reportan resultados muy cercanos a los obtenidos mediante simulaciones numéricas.

En el caso de la resistencia axial última  $t_u$  (longitudinal) por unidad de longitud del suelo para tramos curvos, se presentan en la tabla 11.1 algunas combinaciones de  $H_c$  y  $D_p$  que han sido obtenidas en forma experimental. Para valores distintos a estos puede interpolarse o considerar un intervalo entre 2.4 para valores de  $H_c/D = 1$  a 3.3 para valores de  $H_c/D = 3$  como se presenta en las recomendaciones.

Tabla 11.1. Fuerzas de fricción axial longitudinal sobre la tubería.

Diámetro de la tubería $D_p$ en m (in)	Profundidad de enterramiento, $H_c$ (m)	Fuerza de fricción, $t_u$ (kN / m)	
		sección recta	Sección curva
1.07 (42")	0.9	22.9	54
0.76 (30")	0.9	14.6	35
1.07 (42")	3.0	56.6	186.8

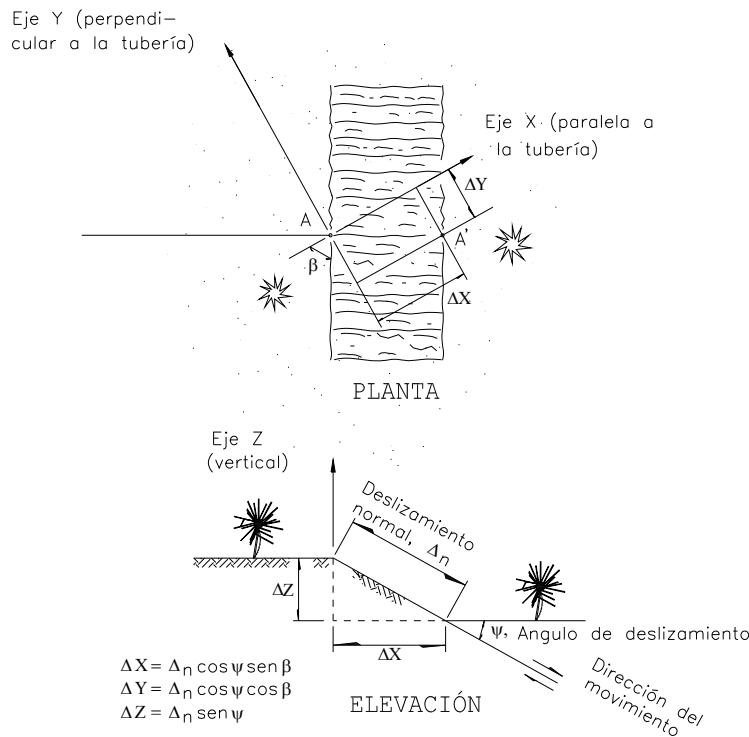


Figura 11.3. Desplazamientos a los que es sujeto el ducto en el cruce con fallas normal del terreno (Kennedy *et al*, 1977).

La elongación requerida  $\Delta L_r$  constituye uno de los parámetros básicos del método para el análisis del ducto enterrado. Dicho valor se evalúa con las proyecciones del movimiento de la falla  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  y  $\Delta z$ , que dependen tanto del ángulo  $\beta$  con que el ducto intersecta la falla en planta, como del ángulo vertical  $\psi$  entre el plano de falla y la superficie del terreno (ver figura 11.3 y 11.4).

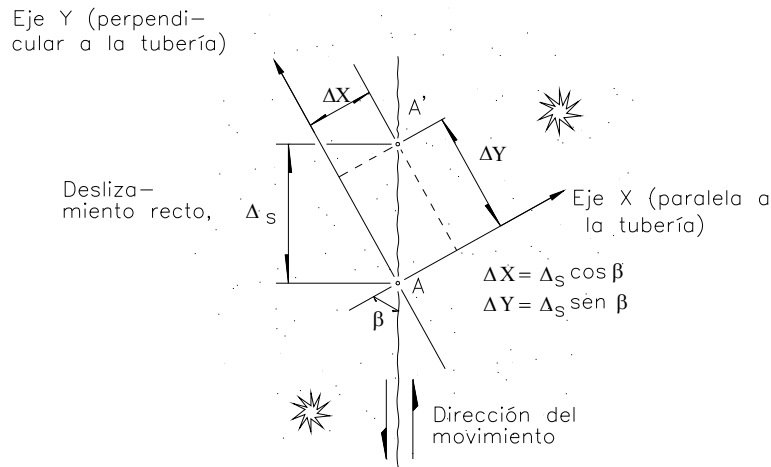


Figura 11.4. Desplazamientos a los que es sujeto el ducto en el cruce con fallas por deslizamiento recto del terreno (Kennedy *et al*, 1977).

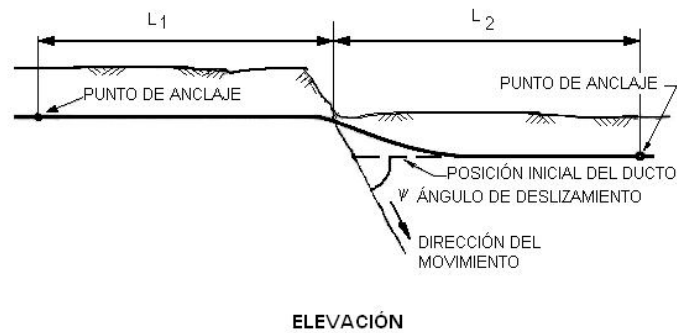


Figura 11.5. Longitudes de anclaje requeridas para transmitir la fuerza axial del terreno (Kennedy *et al*, 1977).

Por otro lado  $L_1$  y  $L_2$  definen los puntos de anclaje de la tubería (figura 11.5) en cada lado de la falla, de manera que a lo largo de estas longitudes se transmite la fuerza total axial que se desarrolla entre el terreno y el tubo e induce la deformación máxima en este elemento. Los valores calculados de  $L_1$  y  $L_2$  se evalúan en función de la longitud del tramo con curvatura lateral,  $L_{cl}$ . En el caso de una falla con deslizamiento normal y cuando el ducto cruza a la falla en ángulo recto, el valor de  $L_{cl}$  resultará nulo, por lo que en este caso se tendría que:

$$L_1 = L_2 = Q / t_u \quad (11.17)$$

La ecuación que se propone se obtiene de integrar en esta longitud la fuerza axial mencionada e igualarla a la fuerza desarrollada en el tubo.

# **SECCIÓN 3.12**

## **ESTRUCTURAS TIPO 9**

### **PRESAS**



**ÍNDICE**

3.12.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	195
3.12.1.1	Clasificación de las presas según su estructura y tipo de material .....	195
3.12.1.2	Selección de sismos y combinaciones de carga .....	196
3.12.1.3	Clasificación de las presas para fines de análisis sísmico .....	198
3.12.1.4	Criterios de diseño .....	199
3.12.1.5	Selección de los métodos de análisis .....	201
3.12.1.6	Cálculo de bordo libre .....	201
3.12.2	MATERIALES.....	202
3.12.2.1	Concreto y mampostería .....	202
3.12.2.2	Tierra y enrocamiento .....	202
3.12.2.3	Susceptibilidad a la pérdida de resistencia .....	205
3.12.2.4	Propiedades dinámicas básicas de tierra y enrocamiento .....	205
3.12.3	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA .....	207
3.12.3.1	Interacción cortina – embalse – cimentación .....	207
3.12.3.2	Análisis hidrodinámico del vaso .....	209
3.12.3.3	Análisis de estabilidad.....	210
3.12.3.4	Análisis de esfuerzos y deformaciones .....	212
3.12.4	PRESAS DE GRAVEDAD.....	213
3.12.4.1	Consideraciones de análisis .....	213
3.12.4.2	Cálculo simplificado de efectos del vaso y la cimentación .....	213
3.12.4.3	Consideraciones de diseño .....	218
3.12.5	OTRAS PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERIA.....	219
3.12.5.1	Presas en arco .....	219
3.12.5.2	Presas de contrafuertes .....	220
3.12.6	ANALISIS SIMPLIFICADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO .....	220
3.12.6.1	Generalidad.....	220
3.12.6.2	Respuesta dinámica.....	220
3.12.6.3	Estabilidad sísmica.....	223
3.12.6.4	Deformación permanente sísmica.....	223
3.12.7	ANALISIS DETALLADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO .....	224
3.12.7.1	Generalidad.....	224
3.12.7.2	Análisis estático.....	224
3.12.7.3	Respuesta dinámica.....	225
3.12.7.4	Iniciación de pérdida de resistencia .....	227
3.12.7.5	Estabilidad sísmica.....	228
3.12.7.6	Deformación permanente sísmica.....	228
3.12.7.7	Estabilidad pos sísmica.....	229
3.12.7.8	Deformación permanente pos sísmica y otros daños pos sísmicos.....	229

---

3.12.8	ANÁLISIS COMPLETO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO.....	229
3.12.8.1	Generalidad.....	229
3.12.8.2	Modelo elastoplástico.....	231
3.12.8.3	Modelo no lineal directo .....	233
3.12.8.4	Modelo elastoplástico avanzado .....	234

### **3.12.1 CONSIDERACIONES GENERALES**

#### **3.12.1.1 Clasificación de las presas según su estructura y tipo de material**

Las presas construidas con materiales de concreto y mampostería también suelen llamarse presas rígidas o impermeables, diferenciándolas de aquellas de tierra y enrocamiento que tienen una mayor flexibilidad o permeabilidad. Las presas de tipo gravedad y contrafuerte se construyen empleando, principalmente, el concreto o la mampostería, mientras que en las del tipo arco, solo se emplea el concreto. Las presas de mampostería se construyen con piedras naturales sin labrar, ligadas con mortero cemento–arena. Las estructuras de concreto se construyen con concreto convencional que se cuela en el lugar y se puede compactar con rodillos. En ambos casos, generalmente, no se empleará refuerzo en el cuerpo principal de la cortina. En algunas zonas de pequeña extensión, o en el paramento aguas arriba, se justificará el uso limitado de refuerzo cuando los esfuerzos de tensión sean tan altos que puedan llegar a causar daño a la estructura.

Las cortinas tipo gravedad se deben diseñar de tal manera que su estabilidad frente al empuje del agua y otras fuerzas actuantes externas sea proporcionada por su peso propio. La sección transversal típica de una cortina será un triángulo con el paramento aguas arriba casi vertical. Por lo general, la obra de excedencia o vertedor se alojará en la parte central de la cortina, donde también se puede disponer de una o varias galerías a lo largo del eje de la cortina. Las juntas transversales podrán ser planas o ranuradas, que puedan ser inyectadas o no. Las cortinas en arco tendrán por objeto transmitir a las laderas el empuje del agua y otras fuerzas, por la acción del arco. Estas estructuras requieren de una buena cimentación que posea suficiente resistencia para soportar los esfuerzos transmitidos. Las cortinas se clasifican, por la forma en que distribuyen los esfuerzos, en arco–gravedad, arco delgado y arco–bóveda. Por su geometría, también se catalogan como de radio constante o ángulo constante. Las cortinas de machones o contrafuertes se forman por una serie de placas inclinadas y sostenidas por contrafuertes. Por la forma geométrica de las placas se clasifican como losas con machones, arcos múltiples y machones con cabeza. Existen otros tipos de cortina que son variantes de las cortinas mencionadas, como por ejemplo tipo gravedad aligerada, o gravedad hueca.

En cuanto a las presas construidas con materiales de tierra y enrocamiento también suelen llamarse presas flexibles, diferenciándolas de aquellas de mampostería y concreto que tienen una menor flexibilidad. Los materiales empleados en estas presas se clasifican en dos grandes grupos: tierra y enrocamiento. Los materiales de tierra son todo tipo de arcillas y limos, mezclados en ocasiones con materiales granulares finos. Los materiales de enrocamiento son materiales granulares gruesos, desde arena y grava hasta grandes bloques de roca. Las presas que se construyen con un mayor porcentaje de materiales de tierra reciben el nombre de presas de tierra. Si los materiales empleados tienen un mayor porcentaje de enrocamientos las presas se les llama de enrocamiento.

Por la forma en que se estructuran sus secciones transversales, estas presas se clasifican en dos grandes grupos: sección homogénea y sección zonificada. Las presas de sección homogénea están formadas principalmente por materiales térreos, utilizando además drenes con objeto de que el flujo de agua a través de la masa de tierra no intercepte el talud aguas abajo. Los drenes pueden ser superficiales al talud, de colchón, de chimenea, de pie de talud o una combinación de estas formas. El relleno hidráulico es la sección homogénea más antigua. Su característica fundamental es que los materiales integrantes de la cortina, incluyendo los finos del corazón y los granulares relativamente

gruesos que forman los respaldos permeables, son atacados en cantera, conducidos a la cortina y colocados en ella por medios hidráulicos. Como todos los materiales son colocados en estado suelto, su resistencia al corte es pequeña y, su compresibilidad y susceptibilidad a la pérdida de resistencia son mayores que en las cortinas de materiales compactados.

En cuanto a las presas de sección zonifica, corresponde a presas divididas en diferentes partes, cada una de ellas asignándosele una funcionalidad específica. Por lo general consisten en por lo menos un cuerpo impermeable y un respaldo que proporciona la resistencia a las fuerzas externas. Las secciones zonificadas más sofisticadas se construyen adicionalmente de filtros y transiciones. Este tipo de presas puede tener una gran variedad de diseños. El cuerpo impermeable puede ser núcleo o membrana. Los núcleos centrales tienen el corazón impermeable colocado sobre el eje de la cortina y los materiales filtro, transición y respaldo se distribuyen casi simétricamente hacia ambos taludes. Este tipo de cortina también se conoce por el nombre de materiales graduados. En las presas con núcleos inclinados, estos se colocan del lado aguas arriba. Los núcleos pueden ser de suelo cohesivo, asfalto, concreto o geosintético. Las membranas son elementos impermeables acostados sobre el talud aguas arriba, que pueden ser de concreto, mampostería o asfalto. Las presas de enrocamiento con cara de concreto ganan una creciente popularidad por su facilidad constructiva e independencia en la disponibilidad de materiales arcillosos. El comportamiento sísmico de las secciones zonificadas es muy variado. Las fallas se deben principalmente al fenómeno de pérdida de resistencia que se presenta en las zonas del respaldo o en los materiales de transición aguas arriba cuando estos son suelos granulares finos.

Las presas de tierra y enrocamiento tienen la gran virtud de poder adaptarse a casi cualquier terreno de cimentación, desde rocas hasta suelos no firmes. Muchas de estas cimentaciones requieren de un tratamiento previo. Si el terreno es permeable se pretende reducir su permeabilidad por medio de un delantal, una trinchera o una pantalla. Si la cimentación es de roca fracturada su tratamiento puede realizarse a través de inyecciones. Como sus condiciones son muy variadas la cimentación es una de las principales causas de problemas sísmicos en las presas de tierra y enrocamiento por lo que merece una especial atención. Por lo general la cimentación y el cuerpo de la cortina se analizarán en forma conjunta, esto también en virtud de que en muchas ocasiones los materiales de la cimentación y los de la cortina tienen rigideces similares.

### **3.12.1.2 Selección de sismos y combinaciones de carga**

Los sismos que se deben emplear en el diseño de presas, se pueden determinar mediante dos procedimientos: determinista y probabilista (USACE, 1999). En el análisis determinista del riesgo sísmico se identifican las fuentes sísmicas, se asigna la magnitud de los sismos seleccionados, se determina la distancia entre las fuentes y el sitio de la presa, y se define el movimiento del terreno en el sitio empleando leyes de atenuación u otras técnicas. El movimiento del terreno por lo tanto, se define en términos de espectros de respuesta que se pueden determinar con varios métodos (sección 3.1). En el análisis probabilista del riesgo sísmico, se toman los principales elementos del análisis determinista agregando la evaluación de las probabilidades de ocurrencia para un cierto periodo de tiempo y la consideración de las incertidumbres que estén presentes en cada etapa del procedimiento determinista. Como resultado, el movimiento del terreno se suministra en función de los valores de probabilidad de excedencia para una determinada vida de la obra, definida por medio de la frecuencia anual o el periodo de retorno. En el análisis determinista se asigna el sismo de la mayor magnitud que

se juzgue probable, con lo cual es posible definir el sismo más peligroso, llamado Sismo Máximo Creíble. Sin embargo, el sismo máximo de diseño no necesariamente es el máximo creíble. En la actualidad, es común deducir el sismo máximo de diseño con base en consideraciones probabilísticas, ya que los estudios probabilistas son más económicos que los deterministas. Es decir, se proporciona el sismo máximo de diseño en función de probabilidades de excedencia. Este hecho ofrece ventajas adicionales, ya que otras condiciones de carga en presas, como las avenidas, también se asignan bajo esquemas basados en la probabilidad de excedencia. En este sentido, han surgido dudas acerca del uso de periodos de retorno para los sismos máximos de diseño, ya que son muy inferiores a los considerados para la estimación de avenidas, que son del orden de 10,000 años. NRC (1985) ha atribuido esta diferencia a que son eventos de diferente naturaleza, por lo que no representa necesariamente una inconsistencia.

Por la extensión que cubre el contacto cortina – cimentación, la variación espacial de las aceleraciones a lo largo del contacto ha sido un tema de gran interés. Se sabe que dicha variación depende de varios factores: geometría de la boquilla, tipos de ondas, ángulos de incidencia y contenidos de frecuencia de los sismos. En campo libre de un sitio se puede determinar teóricamente que las aceleraciones en los empotramientos y a nivel de la corona son mayores que aquellas registradas en la base. Obviamente, este tipo de análisis está íntimamente relacionado con el modelo de interacción cortina-cimentación. En el caso de modelos de subestructuras, se considera apropiado incluir estos efectos. El estado del arte muestra que se requieren más estudios para demostrar que los efectos de variación espacial tengan relevancia significativa en el diseño de estructuras, particularmente en el caso del sismo máximo de diseño en zonas de alta sismicidad, donde los efectos no lineales son importantes.

Las cargas sísmicas inusuales y extremas se definen en función de los sismos y la combinación de acciones estáticas. Para el diseño de una presa, se pueden definir varias combinaciones de acciones inusuales o normales. Aunque se disponen de lineamientos para definir las condiciones de sitio y de operación que se tenga en cada presa son las que determinan finalmente estas combinaciones. Por ejemplo, las cargas inusuales pueden ser correspondientes al Nivel de Aguas Máximo Extraordinario (NAME) o al vaso vacío o a ambos dependiendo de la política de operación. Las cargas normales pueden ser del Nivel de Aguas Máximo Normal (NAMO) en presas de almacenamiento pero también pueden ser del vaso vacío si la presa es de rompe picos. Además deben preverse en el diseño las condiciones del azolve, ya que pueden variar durante la vida útil de la presa.

Cuando una presa está apoyada sobre el depósito del cauce y el empotramiento, se debe considerar que el área de contacto presa-empotramiento es mucho mayor que el del contacto presa-cauce. Por ello, en un análisis tridimensional, es conveniente definir en forma diferente, los parámetros sísmicos en el empotramiento y en la roca basal del cauce. Dichos parámetros no toman en cuenta la presencia del depósito de suelo o efecto del sitio. En un análisis bidimensional, se pueden emplear, los parámetros sísmicos que incluyen el efecto del sitio y que se especifican en la interfaz cortina-cauce. Sin embargo, por la importancia que tiene la cimentación en el comportamiento global de la cortina, los análisis bidimensionales, ya sean estáticos o dinámicos, deben considerar la cimentación y la cortina como un sólo modelo, para el que, las excitaciones sísmicas de entrada, son a nivel de la roca basal. En consecuencia, sólo es necesario especificar los parámetros sismológicos sin el efecto del sitio para los análisis bidimensionales. Otra razón por la cual se debe incluir la cimentación en el

modelo de la cortina es la inhomogeneidad. Finalmente en un análisis unidimensional que determina la amplificación dinámica de la cortina, es factible emplear los parámetros sísmicos en la base de la cortina.

Se ha demostrado que la estabilidad del talud aguas arriba depende del nivel del agua en el vaso aún cuando el talud está formado por materiales granulares permeables. La condición más crítica de la estabilidad se presenta cuando el nivel del agua se encuentra entre 20 y 30% de la altura de la presa. La combinación de cargas extrema deberá considerar este escenario.

### **3.12.1.3 Clasificación de las presas para fines de análisis sísmico**

El complejo comportamiento que exhiben las presas de tierra y enrocamiento ante excitaciones sísmicas se puede entender en dos fases por separado que son durante y después del sismo. Durante el sismo, las fuerzas de inercia generan esfuerzos dinámicos que desestabilizan los taludes y acumulan deformaciones plásticas. La intensidad de estos esfuerzos dinámicos depende principalmente de las aceleraciones máximas. Estas mismas fuerzas también pueden hacer disminuir la resistencia al corte de los materiales a través de la acumulación del exceso en presión de poro o de la deformación residual. El comportamiento de la presa se modifica por el cambio en las propiedades de los materiales; dicha modificación se va dando hacia el final de la excitación sísmica donde las aceleraciones se ven disminuidas notablemente con respecto a sus valores máximos. El comportamiento después del sismo o pos sísmico es el resultado de las fuerzas estáticas en combinación de las nuevas propiedades de los materiales afectadas por el sismo. Se distinguen por lo tanto la estabilidad sísmica y pos sísmica así como deformación sísmica y pos sísmica.

El análisis de estabilidad sísmica o análisis pseudoestático, ha sido ampliamente usado y sigue siendo todavía una práctica común. Tradicionalmente, para la evaluación del estado límite de falla en el talud de la cortina, se consideraba un coeficiente sísmico uniforme a lo largo de la altura de cortina. En el pasado este coeficiente sísmico tomaba un valor de 0.1 a 0.15. Los estudios en los últimos treinta años reconocen que estos valores son demasiado bajos para asegurar la estabilidad sísmica del talud, ya que está relacionado directamente con la intensidad de la excitación sísmica, en donde para mayores niveles de excitación se requieren mayores coeficientes. Aparentemente, si no se toma en cuenta la amplificación dinámica generada por la flexibilidad de la cortina, el coeficiente sísmico debe ser por lo menos igual a la aceleración horizontal máxima estimada en la base de la cortina, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad. Sin embargo, debido a que la excitación sísmica es de naturaleza cíclica y de duración corta, dicho coeficiente de carácter estático, deber ser menor que la aceleración máxima basal. Los Cuerpos de Ingenieros de los Estados Unidos (Hynes-Griffin y Franklin, 1984) recomiendan un coeficiente sísmico igual a la mitad de la aceleración máxima estimada en la roca basal. Con este coeficiente sísmico, es posible asegurar que la deformación inducida por el sismo se encuentra dentro de los límites de tolerancia, si el factor de seguridad es mayor que uno. Cabe mencionar que esta recomendación fue dada para el sismo de prevención de colapso. Para el sismo de servicio, el factor de seguridad se incrementa de 1.0 a 1.2.

El análisis pseudoestático tiene dos objetivos. Por un lado, proveer de una estimación preliminar sobre el comportamiento dinámico de la cortina, mientras que por otro lado, el estudio sirve para determinar la aceleración de fluencia que se utiliza en el método de Newmark a fin de definir deformaciones permanentes. En ambos casos, los materiales utilizados en los análisis pseudoestáticos, no deben

presentar potencial de pérdida de resistencia ante sismos, ya que este efecto no se toma en cuenta en dicho análisis. La pérdida de borde libre o la deformación permanente originada por efectos sísmicos, no debe exceder el asignado en el diseño. Este límite se establece con la finalidad de evitar desbordamientos. Sin embargo, aún sin riesgos de desbordamiento, el cuerpo de la cortina no debe experimentar excesivas deformaciones permanentes, para evitar daños severos a la estructura, mismos que pueden encadenar otro tipo de fallas como filtración de agua, tubificación o agrietamientos. Algunos autores (Legg *et al*, 1982; Lin y Huang, 1999), relacionaron los movimientos de taludes con los daños sísmicos observados, clasificándolos en cinco niveles de estado de falla (tabla 12.1). No obstante, por el impacto que puede provocar la falla de presas, es inadmisibles un estado de falla severo o bien un movimiento de talud mayor que 50 cm. Por otro lado, los trabajos de Duncan y Wright (2005), Makdisi y Seed (1978), Hynes-Griffin y Franklin (1984) y Kavazanjian *et al*, (1997) han establecido como el límite aceptable de los movimientos de taludes 100.0 cm, que es cercano al propuesto por Legg *et al*, 1982. En el caso específico de este Manual, se propone el valor de 100.0 cm, como límite del deslizamiento de taludes.

Tabla 12.1. Daños sísmicos en los taludes (Legg *et al*, 1982)

Estado de falla	Descripción de los daños	Movimiento del talud $d$ (cm)
Leve	Movimiento insignificante del terreno, sin indicios del potencial de falla por deslizamiento, sólo efectos de vibración del terreno.	$d < 0.5$
Moderado	Falla moderada del terreno, pequeñas grietas que tienden a formarse, efectos similares al fenómeno "sacudida (lurch)".	$0.5 \leq d < 5$
Significativo	Falla mayor del terreno, grietas y deslizamientos moderados, efectos similares a fenómenos de pérdida de resistencia y desplazamiento lateral.	$5 \leq d < 50$
Severo	Falla extrema del terreno, grietas grandes y posibles deslizamientos, efectos similares a una ruptura de falla de gran escala.	$50 \leq d < 500$
Catastrófico	Falla total, grandes deslizamientos, arrastrando todo lo que encuentran.	$d \geq 500$

#### 3.12.1.4 Criterios de diseño

En comparación con otros efectos tales como desbordamiento o tubificación, las estadísticas de comportamiento sísmico de presas indican que los sismos no son la principal causa de falla, ya que en general funcionan adecuadamente durante estos eventos. Este alto grado de seguridad sísmica de las presas puede ser engañoso debido a que existen pocos registros de presas que hayan estado sujetas a sismos intensos. De hecho, casi no existen presas expuestas a su sismo máximo de diseño junto con la condición de vaso lleno. Como el universo estadístico está limitado, la pequeña probabilidad de falla no es tan representativa y confiable. Por lo tanto, teniendo en cuenta las consecuencias catastróficas que puede provocar la falla de una presa y las incertidumbres sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras, su diseño debe ser suficientemente conservador sin menospreciar los aspectos económicos.

El estado actual de análisis y diseño sísmico de presas de mampostería y concreto se empezó a desarrollar a partir de los daños por sismos observados en las presas de Hsiangfengjiang, China (1962) y Koyna, India (1967). El estudio del desempeño de estas presas, apoyado en la calibración

de los modelos de análisis, proporcionó más elementos de juicio, que permitieron establecer los criterios de diseño que siguen vigentes hasta el día de hoy.

Un aspecto digno de resaltar, es que las cortinas de las presas no pueden ser más seguras que sus cimentaciones. Si la cimentación tiene fallas, planos de deslizamiento u otras particularidades geológicas, es primordial efectuar un análisis de la estabilidad de la cimentación. Por esta razón, es preferible que la cimentación se incluya como parte integral del sistema estructural aún cuando en teoría, la cimentación corresponde a una formación competente. Este análisis es similar al estudio de capacidad de carga que se realiza en el contexto de la mecánica de suelos o rocas. Un análisis integral de cortina y cimentación también permite evaluar, de una forma más eficiente, soluciones en el mejoramiento de la cimentación.

Entre los criterios de diseño sísmico establecidos para presas de concreto y mampostería, los que corresponden al sismo base de operación son claramente definidos y en general bien aceptados. A diferencia de los criterios para el sismo máximo de diseño, en donde, se presentan algunos inconvenientes, lo que lleva a criterios no bien definidos. Esto se debe a que es frecuente encontrar concentraciones de esfuerzos de tensión que rebasan la resistencia del material. Cuando los criterios de diseño no se cumplen, es necesario recurrir a análisis no lineales. Por lo general, al tomar en cuenta los efectos no lineales, como el agrietamiento y los movimientos de las juntas, se redistribuyen los esfuerzos y se proporcionan amortiguamientos adicionales al sistema. Lo que lleva a que el diseño no lineal no sea tan conservador como el que se tiene en el intervalo elástico lineal. Es importante mencionar, que las no linealidades típicas en presas rígidas no son del tipo dúctil, como sucede en estructuras de concreto reforzado y de tierra, por lo tanto, no es aceptable emplear procedimientos de reducción por ductilidad o linealidad equivalente.

No todos los aspectos relacionados con la seguridad sísmica en una presa pueden evaluarse mediante un procedimiento analítico. Un proyecto geotécnico y estructural exige a los proyectistas tomar en cuenta un gran número de criterios de diseño. Muchos de ellos no están reflejados en los cálculos propiamente dichos, pero son fundamentales para que las hipótesis de análisis se cumplan cabalmente, asegurando que las estructuras tengan un comportamiento sísmico satisfactorio. Para las presas de tierra y enrocamiento, Seed (1979) recomienda las siguientes consideraciones para el diseño.

- Disponer de un amplio margen de bordo libre que permita mitigar asentamientos, acciones de oleajes y movimientos por falla en deslizamientos.
- Diseñar amplias zonas de transición utilizando materiales que no son susceptibles a agrietamientos.
- Usar drenes de chimenea cerca de la porción central de la cortina.
- Disponer de amplias zonas de drenaje que permitan posibles flujos de agua a través de grietas.
- Diseñar amplias zonas del corazón impermeables usando materiales plásticos no susceptibles a agrietamientos.
- Emplear una zona de filtro bien graduado en la parte aguas arriba del corazón que sirva como tapón de grietas.
- Diseñar detalles estructurales en la corona, que la protejan contra la erosión en el evento de desbordamiento.



- Extender el corazón impermeable hacia los contactos con las laderas.
- Localizar bancos de material para el corazón, que no tengan alto grado de saturación.
- Estabilizar laderas del vaso para prevenir deslizamientos hacia este último.
- Diseñar detalles especiales en la cimentación, si existe en ella algún peligro del movimiento de falla.

### 3.12.1.5 Selección de los métodos de análisis

Aunque en la actualidad se disponen un gran número de procedimientos de cálculo, los métodos más complejos no siempre arrojan resultados más confiables para fines de diseño. Los métodos de mayor complejidad requieren de la definición de más datos sísmicos y suministro de más propiedades de los materiales. Especialmente en presas de tierra y enrocamiento, los métodos de análisis refinados deben alimentarse con datos que se obtienen de pruebas especiales de los suelos. Por lo tanto, en la selección de los métodos de análisis se debe buscar un balance entre los requerimientos de diseño, disponibilidad de equipos de laboratorio y niveles de complejidad del análisis. La tabla 12.2 define la influencia de rangos de deformación por cortante en la selección de modelos de material y métodos de análisis.

Tabla 12.2 Influencia de niveles de deformación por cortante sobre las propiedades de los materiales y la selección de métodos de análisis

Nivel de deformación	Pequeño	Medio	Grande	De colapso
Rango de deformación	$10^{-7}$ a $10^{-5}$	$10^{-5}$ a $10^{-3}$	$10^{-3}$ a $2 \times 10^{-2}$	$> 2 \times 10^{-2}$
Deformación elástica				
Deformación elastoplástica				
Estado de colapso				
Efecto de histéresis				
Efecto de rapidez				
Modelo de material	Elástico	Viscoelástico	No lineal directo y elastoplástico avanzado	
Método de análisis	Elástico	Lineal equivalente	Paso a paso	

### 3.12.1.6 Cálculo de bordo libre

Uno de los efectos más devastadores que genera un sismo es la pérdida del bordo libre, por la evacuación súbita del vaso que se puede derivar de ello, la que podría traer consecuencias catastróficas a la zona aguas abajo. El efecto es particularmente significativo en presas de tierra y enrocamiento, debido a que estas cortinas tienen poca resistencia a la erosión y socavación que se presentaría con el probable desbordamiento.

### **3.12.2 MATERIALES**

#### **3.12.2.1 Concreto y mampostería**

Los materiales para la construcción de presas de gravedad han ido variando desde el uso de la mampostería y concreto colado en el lugar hasta el empleo relativamente reciente de concreto compactado con rodillos. La mampostería es adecuada para presas de baja altura porque su resistencia a la tensión es prácticamente nula y su resistencia a la compresión no es alta. El concreto colado en el lugar que se conoce también como concreto convencional, es apropiado para todas las alturas y en su diseño se debe resolver el problema de agrietamiento causado por cambios de temperatura durante el proceso de fraguado. Esto se logra, colocando bloques masivos separados por juntas de contracción. Con el concreto compactado con rodillo se busca mitigar los efectos de agrietamiento porque el material se dosifica con un bajo contenido de cemento. Además, la colocación del material es rápida porque se eliminan las juntas de contracción transversales o se colocan con grandes separaciones. En muchos aspectos, los diseños sísmicos de las presas construidas con estos tres materiales son similares. En las presas de mampostería se pone mayor énfasis en los efectos de la orientación de las piedras sobre la estabilidad de la cortina. La principal diferencia entre los dos tipos de concreto radica en los aspectos relacionados con su comportamiento térmico. Como los efectos térmicos y sísmicos por lo general se analizan por separado y rara vez se estudia la combinación de ambos, los análisis sísmicos son similares para los dos tipos de concreto. Aún así se puede distinguir los siguientes aspectos en el análisis sísmico del concreto compactado con rodillos. a) No existen juntas transversales o se encuentran separadas por grandes distancias, b) los planos de construcción horizontales a cualquier altura pueden propiciar la condición crítica de estabilidad contra deslizamiento, c) la permeabilidad en los planos de flujo preferenciales puede modificar la subpresión, cambiando la distribución considerada originalmente y d) los efectos no lineales incluyen el comportamiento elastoplástico en las juntas horizontales.

#### **3.12.2.2 Tierra y enrocamiento**

Entre todos los tipos de presas de tierra y enrocamiento, los rellenos hidráulicos, que se construyeron con frecuencia al inicio del siglo pasado, son de las más vulnerables a las acciones sísmicas. Sin embargo, las presas construidas en los últimos cincuenta años tienen pocos registros de daños durante movimientos sísmicos. Este excelente desempeño obedece a las modernas técnicas de construcción y avances teóricos y experimentales de geotecnia. Por otra parte, se ha observado que las presas de tierra sufren daños sísmicos solamente cuando la intensidad sísmica en la escala modificada de Mercalli alcanza un grado mayor que VI. Las cortinas de enrocamiento, en términos generales, tienen un comportamiento sísmico bastante bueno, gracias a que las presas de este tipo, por lo general, se construyen empleando maquinarias de compactación modernas dando como resultado una alta resistencia al corte en los materiales de respaldo; la alta permeabilidad de este tipo de materiales también contribuye a que su buena resistencia al corte se conserve durante eventos sísmicos, sin que se presenten problemas de licuación o pérdida de resistencia.

Sherard (1967) presentó una lista de probables causas que pueden llevar a las presas de tierra y enrocamiento a la falla bajo cargas sísmicas. Estas son:

- Ruptura de la cortina por un gran movimiento de falla en la cimentación
- Pérdida de bordo libre debida a movimientos tectónicos diferenciales en el terreno
- Fallas de talud inducidas por movimientos sísmicos

- Pérdida de bordo libre debida a fallas de talud o compactación del suelo
- Deslizamiento de la cortina debido a la desfavorable condición del terreno de cimentación
- Falla de tubificación a través de grietas inducidas por movimientos sísmicos
- Desbordamiento de la cortina debida al oleaje en el vaso
- Desbordamiento de la cortina debido a deslizamientos o caídas de roca hacia el vaso.
- Falla del vertedor u obra de toma

Esta lista, elaborada hace cuarenta años, sigue siendo una buena guía para entender el riesgo sísmico que se puede esperar en una presa. Con respecto al cuerpo de la cortina, los principales daños que se pueden presentar son:

- a) Agrietamiento longitudinal. Las grietas longitudinales son los daños sísmicos de mayor recurrencia. Estas grietas se localizan principalmente en el área de la corona. Cuando se presentan en taludes tienden a aparecer en la parte aguas arriba. Si el drenaje es inadecuado las grietas también pueden formarse en el lado aguas abajo. Asimismo, las grietas pueden generarse por grandes asentamientos del corazón impermeable o de la cimentación. Asentamientos inusuales ocurren cuando la resistencia de la cimentación no es uniforme o cuando los depósitos sueltos de río no han sido removidos. Otra causa de la aparición de grietas longitudinales es la diferencia de rigidez entre el respaldo y el corazón impermeable. Muchas veces las grietas longitudinales están escondidas a cierta profundidad, por lo que es necesario llevar a cabo investigaciones cuidadosas si el daño no está a la vista.
- b) Agrietamiento transversal. Las grietas transversales incluyen cuatro tipos: 1) Las que se forman por la intensa vibración en la dirección paralela al eje de la cortina, 2) Las que se presentan en la cercanía de ambos extremos del eje de la cortina por la diferencia de las características dinámicas de la cortina y los empotramientos, c) Las que se generan por la consolidación no uniforme en diferentes zonas de la cortina y 4) Las debidas a asentamientos excesivos de la cimentación. En comparación con las grietas longitudinales, son menos recurrentes las grietas transversales, sin embargo, son más peligrosas, pues pueden formar canales conductores de agua causando graves daños a la cortina, incluso, hasta la rotura de la misma.
- c) Deslizamiento. Los deslizamientos o movimientos laterales de un talud ocurren cuando se moviliza una masa de suelo a lo largo de una superficie deslizante dentro de la cortina. Esta pérdida de estabilidad se debe al incremento en esfuerzos dinámicos o a la disminución en la resistencia al corte que es a su vez, causada por el aumento en presión de poro. Los deslizamientos tienen lugar con frecuencia en la parte aguas arriba y movimientos laterales, en el lado aguas abajo. El fenómeno de pérdida de resistencia puede presentarse en el lado aguas arriba si el material es granular fino saturado y la vibración sísmica es excesiva. La pérdida de resistencia se presenta con más facilidad en taludes tendidos; pero una vez iniciado el fenómeno, la estabilidad ya no mantiene una relación estrecha con la pendiente del talud. Los enrocamientos acomodados para proteger los taludes, particularmente aquellos colocados en la parte superior de la cortina, también pueden sufrir rodamientos por efectos sísmicos.
- d) Asentamiento. Las causas de los asentamientos son el deslizamiento, movimiento lateral y compactación dinámica, siendo la primera la causa más frecuente. El asentamiento, si es excesivo o acompañado por el oleaje generado por sismos, puede causar la pérdida del bordo libre. El

movimiento lateral ocurre simultáneamente con el asentamiento, generalmente con una magnitud similar.

- e) Filtración. Por la presencia de agrietamientos y deslizamientos, los elementos impermeables de la presa sufren daños, lo que puede incrementar el caudal de filtración. El agua filtrada muchas veces se encuentra en estado de turbio y se puede observar ebullición de arenas sueltas. Ambos, son síntomas de la existencia del fenómeno de pérdida de resistencia. La filtración se puede observar en los contactos cortina - empotramiento o al pie del talud aguas arriba e incluso sobre la cara del talud.
- f) Daños en estructuras de concreto. Si la presa emplea una cara de concreto en el talud aguas arriba, ésta puede sufrir agrietamientos causando distorsión o rompimiento de las juntas entre bloques de concreto o entre el concreto y los empotramientos. El parapeto es otro de los componentes de concreto que sufre daños debido a la alta concentración de aceleración en la corona de la cortina. Se han observado también daños en torres de toma y vertedores, entre otras estructuras anexas.

La pérdida de resistencia de los materiales o fenómeno de licuación, es el término que se utiliza para describir una gran variedad de fenómenos que se relacionan con el cambio de estado sólido a líquido en suelos granulares saturados. Dicho cambio viene acompañado por un aumento en la presión de poro y por la disminución en los esfuerzos efectivos, así como la consecuente reducción de rigidez y resistencia al corte, condiciones que pueden ocurrir bajo la acción de cargas monotónicas, transitorias o repetitivas. La pérdida de resistencia generalmente se manifiesta por la agitación, formación de un volcán de arena, por la falla de flujo o por la movilidad cíclica, entre otras evidencias. Para que ocurran estos fenómenos es indispensable que se den las siguientes condiciones: que el suelo sea granular y que la presión de poro sea alta.

Si el suelo granular contractivo se encuentra saturado y la aplicación de esfuerzos cortantes es muy rápida, como por ejemplo durante una excitación sísmica, de tal manera que cualquier exceso de presión de poro no pueda disiparse, la tendencia de la disminución del volumen de suelo se convierte en un aumento de presión de poro. Esto último conduce a una disminución de los esfuerzos efectivos en el contacto generando, por lo tanto, a una disminución en la resistencia al corte del suelo. Cuando esta resistencia al corte resulta extremadamente baja (no necesariamente nula), se considera que el suelo está en estado de pérdida de resistencia. Cuando las cargas son cíclicas, el fenómeno es mucho más complejo, no obstante, en los trabajos de Casagrande (1936); Seed y Lee, 1967 y Castro (1969), se aclara que la pérdida de resistencia puede agruparse en dos tipos.

El primer de ellos es la pérdida de resistencia por flujo o licuación verdadera, la cual se observa en las pruebas no drenadas realizadas en muestras de arena muy suelta. Se registra un valor máximo de resistencia no drenada a una deformación por cortante pequeña y, posteriormente, el suelo se colapsa rápidamente a un flujo en que las deformaciones por cortante son muy grandes y tanto la presión efectiva confinante como la resistencia al corte son bajas. Una característica importante de la licuación verdadera es que la resistencia residual no es nula, es decir, alcanza un valor finito. Después de varios ciclos de carga es posible observar que la acumulación en exceso de la presión de poro, es tal que la presión efectiva confinante llega momentáneamente a anularse y a este punto se le

conoce como licuación inicial. En suelos compactos, la licuación inicial puede definirse con claridad solamente cuando la magnitud de la carga y el número de ciclos son sustancialmente mayores que en los suelos sueltos.

En suelos con pérdida de resistencia por movilidad cíclica, las deformaciones y desplazamientos permanentes se acumulan y su magnitud dependerá del esfuerzo por cortante estático y la duración del movimiento sísmico. Para excitaciones sísmicas de corta duración en un sitio casi plano, las deformaciones permanentes son pequeñas. En un talud moderadamente inclinado o tendido, que está sujeto a un movimiento del terreno de larga duración, la movilidad cíclica puede producir en el suelo un nivel de deformación irreversible.

En el laboratorio, las características de movilidad cíclica se pueden determinar con pruebas cíclicas en cámaras triaxiales, corte simple y columnas resonantes. Se ha observado (Ishihara, 1993) que en cualquier tipo de arena, desde sueltas, medianamente densas hasta densas, la condición de movilidad cíclica llega a alcanzarse cuando se aplica una carga cíclica de determinada amplitud. La presión confinante efectiva llega a anularse momentáneamente, cuando la deformación por cortante alcanza aproximadamente una magnitud de 5% en un sentido y 10% en ambos sentidos. Es posible establecer una relación entre el esfuerzo por cortante máximo y el número de ciclos para una deformación por cortante del 5% amplitud doble. Generalmente la ordenada se expresa por el cociente de esfuerzo cíclico, que es el esfuerzo por cortante máximo normalizado con la presión confinante inicial, al cual se le conoce como resistencia cíclica. Si se conoce el número de ciclos de una excitación sísmica dada, que generalmente tiene un intervalo que oscila entre diez y veinte ciclos, se puede determinar la resistencia cíclica correspondiente.

### **3.12.2.3 Susceptibilidad a la pérdida de resistencia**

La susceptibilidad a la pérdida de resistencia es una propiedad intrínseca de los materiales, la cual no depende de las condiciones sísmicas del sitio ni de las características de la presa. Sin embargo, en las presas construidas con o cimentadas sobre los materiales susceptibles a dicha pérdida, la seguridad sísmica se debe estudiar tomando en cuenta las características de los sismos y las presas. En una presa de alto riesgo o en un sitio de alta sismicidad, los estudios de susceptibilidad se deben llevar a cabo mediante pruebas de laboratorio y de campo. Los casos históricos de pérdida de resistencia reportados en presas muestran que muchas presas de baja altura son propensas a la presencia del fenómeno debido a los bajos estándares de diseño y construcción, por lo tanto, es importante prestar una especial atención en este tipo de presas en lo que a la pérdida de resistencia se refiere.

### **3.12.2.4 Propiedades dinámicas básicas de tierra y enrocamiento**

El comportamiento dinámico de los suelos se describe por una serie de propiedades dinámicas, las cuales se pueden dividir en dos grupos: rigidez y amortiguamiento; y por otra parte en resistencia al corte y compactación dinámica. Ambos grupos pueden determinarse en el campo o en el laboratorio. Como el comportamiento de los suelos bajo cargas dinámicas depende en gran medida del nivel de deformación por cortante, las técnicas de medición también se pueden dividir dos grupos: debido a pequeñas deformaciones y debido a grandes deformaciones. Los límites de deformaciones por

cortante se encuentran entre  $10^{-5}$  y  $10^{-6}$ . A continuación se presentan las pruebas del campo y laboratorio más comunes (Kramer, 1996).

	PRUEBAS EN CAMPO	PRUEBAS EN LABORATORIO
<b>DEFORMACIÓN POR CORTANTE PEQUEÑA</b>	Sísmica de reflexión. Sísmica de refracción. Estratigrafía horizontal. Estratigrafía irregular o inclinada. Sondeo suspendido. Vibración estacionaria (ondas de Rayleigh) Ondas superficiales por análisis espectral. Sísmica de cross-hole. Sísmica down-hole (up-hole). Sísmica de conos	Columna resonante. Pulso ultrasónico. Elemento flexionante piezoeléctrico.
<b>DEFORMACIÓN POR CORTANTE GRANDE</b>	Penetración estándar. Penetración de cono. Dilatómetro. Presionómetro. Otras pruebas de campo.	Triaxial cíclica. Cíclica de corte simple directo. Cíclica de corte de torsión.

Para deformaciones grandes, las curvas esfuerzo-deformación por cortante bajo cargas cíclicas pueden describirse por medio de dos características: la inclinación y tamaño de las histéresis. La inclinación define el módulo de corte secante y el tamaño se determina por el amortiguamiento histerético. En el laboratorio, la degradación se determina con pruebas de columna resonante y triaxial dinámica, aunque por el tamaño de las partículas que tienen los materiales de enrocamiento es difícil efectuar ciertas pruebas dinámicas en el laboratorio. Para estos materiales el módulo ha sido determinado en prototipos, usando registros sísmicos reales o artificiales. Generalmente, para las curvas de degradación obtenidas en el laboratorio, existe su correspondiente ecuación analítica. Por ejemplo, Ishibashi y Zhang (1993) proponen la siguiente forma:

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma_c, PI)(\sigma'_m)^{m(\gamma_c, PI) - m_0} \tag{12.1}$$

donde

$$K(\gamma_c, PI) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000102 + n(PI)}{\gamma_c} \right)^{0.492} \right] \right\}$$

$$m(\gamma_c, PI) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[ \ln \left( \frac{0.000556}{\gamma_c} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3})$$

$$n(PI) = \begin{cases} 0.0 & \text{para } PI = 0 \\ 3.37 \times 10^{-6} PI^{1.404} & \text{para } 0 < PI \leq 15 \\ 7.0 \times 10^{-7} PI^{1.976} & \text{para } 15 < PI \leq 70 \\ 2.7 \times 10^{-5} PI^{1.1154} & \text{para } 70 > PI \end{cases}$$

PI es el índice de plasticidad

$\gamma_c$  es la deformación por cortante cíclica.

El amortiguamiento se puede expresar en función de la degradación de módulos que viene siendo una medida equivalente de la deformación cíclica

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145PI^{1.3})}{2} \left[ 0.586 \left( \frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \frac{G}{G_{\max}} + 1 \right] \quad (12.2)$$

### 3.12.3 MÉTODOS DE ANÁLISIS DE PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA

#### 3.12.3.1 Interacción cortina – embalse – cimentación

La importancia que tiene la compresibilidad del agua en el análisis del vaso es un tema controvertido, ya que si éste es importante, puede producirse el fenómeno de resonancia, es decir, la compresibilidad del agua influye en la respuesta de la cortina. Sin embargo, no se ha podido reproducir completamente este fenómeno en los estudios realizados en laboratorio. No obstante, desde el punto de vista de la interacción cortina-vaso, el concepto de la compresibilidad del agua se fija en relación con la flexibilidad de la cortina. Con esta premisa, aceptada en este Manual, no se enfatiza el efecto de la resonancia sino el hecho de que si la rigidez del agua es suficientemente mayor que la de la cortina, el agua se puede considerar incompresible. Las ecuaciones 12.9 a 12.11 de la sección de recomendaciones 3.12.3.1 fueron propuestas en el trabajo de Chopra (1988). La relación  $T_1/T_a$  se puede estimar en las presas de gravedad utilizando la relación  $4.32/\sqrt{E}$ , donde  $E$  es el módulo de elasticidad de la cortina en GPa. Si se toma  $E = 30$  GPa para el concreto, se tiene un valor de  $T_1/T_a = 0.79$  y es menor a 2. Esto es, las presas de gravedad son en general suficientemente rígidas para que la compresibilidad del agua sea importante. Esta conclusión puede ser no válida para las presas en arco o de contrafuertes ya que pueden ser menos rígidas que las de gravedad.

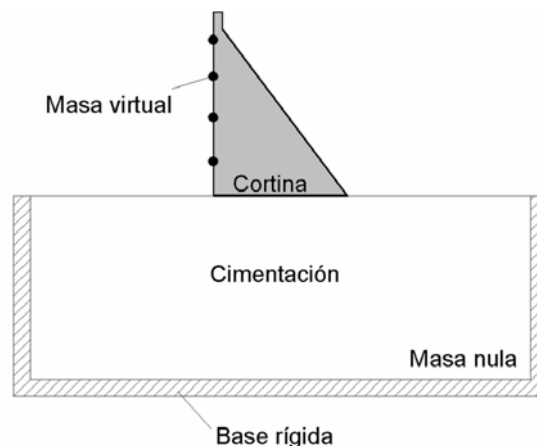


Figura 12.1a. Modelo de la masa virtual y base rígida de una presa.

Con el modelo de la masa virtual y base rígida, se tiene la ventaja de poder incluir los efectos del vaso y de la cimentación de una manera económica, aunque aproximada, para prácticamente cualquier situación en lo que se refiere a la geometría y material. La base rígida puede tomar cualquiera configuración (figura 12.1a), aunque generalmente es horizontal y vertical (tipo cajón). La

base rígida debe situarse por lo menos a una profundidad igual a la altura de la cortina. Cuando se impone la condición de base rígida en un modelo de elemento finito dinámico, se generan energías espurias que distorsionan los resultados. La exclusión de la masa de la cimentación elimina este problema, ya que con esta consideración, la velocidad de propagación de ondas en la cimentación es infinita. Adicionalmente se considera en este modelo que las excitaciones impuestas sobre la base son las mismas que se esperan en la superficie del terreno, es decir, las excitaciones son las del campo libre. Con este modelo se pueden adoptar diferentes tipos de material en la cimentación, hecho que facilita el análisis de la cimentación con planos de deslizamiento.

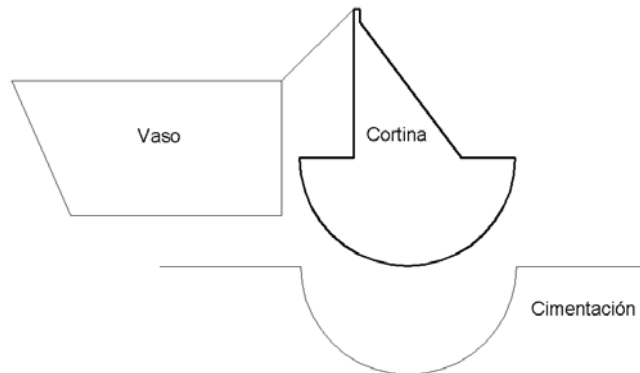


Figura 12.1b. Segundo modelos de presas.

Con respecto al modelo de subestructura (figura 12.1b) o al modelo del sistema integral (figura 12.2), se han desarrollado un gran número de procedimientos numéricos. No obstante, a mayor complejidad de los modelos, no necesariamente conduce a obtener los mejores resultados del análisis. Muchos de los modelos existentes contemplan efectos solamente elásticos lineales. Son aplicables cuando se trata de cargas sísmicas inusuales o bien de cargas sísmicas extremas que se presentan en zonas de baja sismicidad. Sin embargo, el uso de estos modelos se justifica, pues la precisión con que se determinan los esfuerzos elásticos, no siempre suele ser crítica. Incluir los efectos más representativos, como el fondo del vaso y la cimentación, puede lograr una estimación de estos esfuerzos de manera más realista. Cuando se trata de las cargas sísmicas extremas, en zonas de alta sismicidad, los modelos elásticos dejan de ser útiles. En este caso, se requiere un modelo de la masa virtual y base rígida para apreciar los intervalos de esfuerzos y los diferentes tipos de no linealidades. Si se estima necesaria una mejora en los resultados, se recurre a los modelos de subestructura o de sistemas integrales analizándolos paso a paso en el dominio del tiempo.

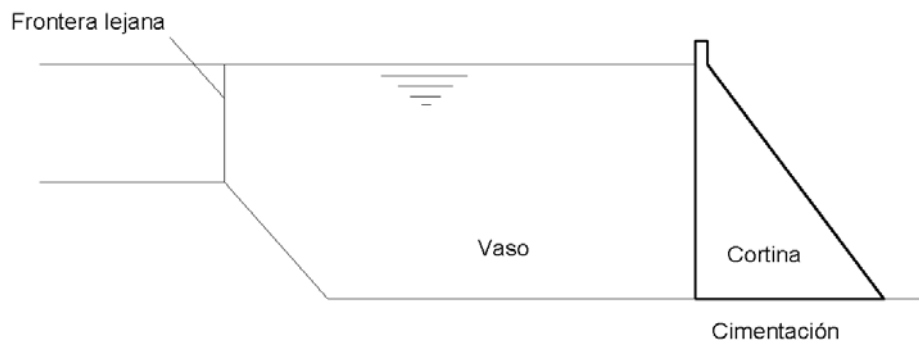


Figura 12.2. Sistema integral de una presa.



### 3.12.3.2 Análisis hidrodinámico del vaso

Si se aceptan las hipótesis sobre el comportamiento del agua, como se expresa en la sección de recomendaciones 3.12.3.2, la ecuación de onda con que se determina la dinámica del agua en el vaso se expresa como

$$\nabla^2 p = \frac{1}{C^2} \frac{\nabla^2 p}{\nabla t^2} \quad (12.3)$$

donde

$p$	es la presión hidrodinámica
$t$	es el tiempo
$C$	es la velocidad del sonido en el agua
$\nabla^2$	es el operador Laplaciano

Si el agua se considera incompresible se omite el término del lado derecho de la ecuación. Las condiciones de frontera se definen de la siguiente manera, en donde, la superficie libre del agua está sujeta a la condición de presión nula:

$$p = 0 \quad (12.4)$$

La frontera en el fondo del vaso se caracteriza por la condición

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_a a_{gn} + \xi \frac{\partial p}{\partial t} \quad (12.5)$$

donde

$\rho_a$	es la densidad de masa del agua y la constante $\xi$ se expresa como
----------	--

$$\xi = \frac{1}{C} \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \quad (12.6)$$

$\alpha$	es el coeficiente de absorción en el fondo del vaso que se define en la ecuación 12.12 de la sección de recomendaciones 3.12.3.1.
$a_{gn}$	es la aceleración de la excitación sísmica proyectada en la dirección normal a la superficie.

Cuando la cortina se considera rígida, la condición del contacto vaso–cortina se especifica como

$$\frac{\partial p}{\partial n} = -\rho_a a_{gn} \quad (12.7)$$

Si la cortina es flexible se tienen que establecer las condiciones de continuidad y de equilibrio entre la cortina y el vaso a lo largo del contacto (Li *et al*, 1995). Si el vaso es cerrado, se pueden obtener soluciones a partir de las ecuaciones 12.3 a 12.7. Si el vaso es abierto, se requiere una condición adicional en la frontera lejana (figura 12.2), que se puede expresar genéricamente como

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \Lambda p \quad (12.8)$$

donde

$\Lambda$  es una función que relaciona el gradiente de presión y la presión en dicha frontera. Se han propuesto varias formas para esta función (Li *et al*, 1995).

Una característica de esta función es que se garantiza que la presión en el infinito es nula o bien la energía se absorbe.

En el desarrollo de la ecuación 12.3, la ecuación del estado del agua relaciona linealmente la presión con la densidad de la masa,  $p = C^2 \rho_a$ . Sin embargo, el agua no puede desarrollar una presión absoluta menor que la presión de vapor (Zienkiewicz *et al*, 1982). Cuando la suma de la presión hidrostática y la hidrodinámica es igual a la presión de vapor  $p_v$ , los gases disueltos en el agua forman zonas de cavitación. Con la expansión continua de dichas zonas, la densidad del agua decrece bajo la presión de vapor que se sostiene a un nivel prácticamente constante. La zona de cavitación o gaseosa se mantiene hasta que las fuerzas externas hacen aumentar la densidad del agua suficientemente hasta que la presión vuelve a igualar a la de vapor. En este momento la zona de cavitación se colapsa. Para tomar en cuenta estas consideraciones, la relación lineal anterior es válida sólo cuando  $C^2 \rho_a + p_0 \geq p_v$ , donde  $p_0$  es la presión hidrostática. Cuando esta condición no se fija, dicha relación lineal se tiene que sustituir por  $p = p_v$ , así, el módulo volumétrico efectivo del agua es prácticamente nulo. Aunque los estudios limitados muestran que si esto no se considera, la respuesta dinámica de la cortina no se altera seriamente, aunque no es claro que estas conclusiones pueden extenderse a todos los casos prácticos.

En los estudios de presiones hidrodinámicas planteados no se consideran las aceleraciones convectivas no lineales, ni ondas de superficie. Estos efectos se pueden determinar usando las ecuaciones de Euler para el líquido compresible en lugar de la ecuación 12.3. Además de las presiones hidrodinámicas, se puede calcular el ascenso de la superficie libre del vaso y, en consecuencia, el oleaje sísmico (Hung y Chen, 1990).

En la actualidad los problemas de azolvamiento en las presas son cada vez mayores. Estos se deben incluir en el análisis del vaso de manera explícita. A través de un procedimiento numérico riguroso, se puede analizar el sedimento dentro de un estudio acoplado, para determinar los efectos que produce el sedimento sobre las presiones hidrodinámicas y los empujes dinámicos del azolve (Bougacha y Tassoulas, 1991). En ausencia de este tipo de análisis, se puede recurrir a los procedimientos propuestos en este Manual para determinar los empujes dinámicos del sedimento (ver la ecuación 12.18 de la sección de recomendaciones 3.12.3.2). Esta ecuación está basada en los métodos de análisis desarrollados para muros rígidos (Veletsos y Younan, 1995). El sedimento es un material saturado con relación de Poisson igual a 0.5.

### 3.12.3.3 Análisis de estabilidad

La hipótesis asociada con el concepto del coeficiente sísmico coincide con la del análisis de estabilidad en el sentido de que la cortina actúa como un cuerpo rígido. Tradicionalmente, se asigna un solo coeficiente para diferentes zonas de sismicidad. Por ejemplo, en Japón se usaba 0.1.

Después, de manera más lógica, se ha relacionado dicho coeficiente con las diferentes zonas sísmicas. Por ejemplo, en las normas de USACE (1995), se proporciona la correlación como se expresa en la tabla 12.3. Sin embargo, la magnitud del coeficiente sísmico debe imitar efectivamente la naturaleza de las fuerzas sísmicas esperadas que dependen de la intensidad, duración y el contenido de frecuencia de los sismos. Debido a la precisión que se ha alcanzado en los estudios de riesgo sísmico para definir las aceleraciones máximas del terreno, es preferible correlacionar los coeficientes sísmicos con las aceleraciones máximas del terreno. Como una hipótesis extremadamente conservadora, se puede seleccionar el coeficiente sísmico  $k_h$  igual al coeficiente de aceleración del terreno  $a_0$  (en unidades de  $g$ , siendo  $g$  la aceleración de la gravedad). Si la cortina se diseñara de esta manera, se está suponiendo que la resistencia contra la inestabilidad, sea deslizamiento o volteo, no puede ser rebasada en ningún instante durante el sismo. Se trata de una hipótesis demasiado conservadora que da como resultado, diseños antieconómicos y que, además introduce dificultades numéricas que aparecen cuando el coeficiente  $k_h$  es mayor que 0.4. Para relajar este conservadurismo excesivo se justifica permitir que en algún instante, y por intervalos muy cortos, la resistencia sea superada, generando una deformación permanente. Este concepto es idéntico al de Newmark. En estos casos se está suponiendo que el coeficiente sísmico  $k_h$  es menor que el coeficiente de aceleración del terreno  $a_0$ , es decir, se aplica una reducción a la aceleración máxima del terreno para calcular el coeficiente sísmico  $k_h$ . En los análisis sísmicos de taludes térreos, Hynes-Griffin y Franklin (1984) trataron de optimizar la selección de los coeficientes sísmicos, a través del uso del método de Newmark, determinando deformaciones permanentes y usando un conjunto de registros sísmicos. Correlacionando los coeficientes sísmicos y los valores permisibles de deformaciones permanentes, encontraron que dichos coeficientes  $k_h$  se pueden obtener aplicando una reducción entre 2 y 3 veces los coeficientes de aceleración del terreno  $a_0$ , esto es

$$\frac{a_0}{k_h} = 2 \text{ ó } 3 \quad (12.9)$$

Aunque en las presas de concreto y mampostería no se conoce algún trabajo similar se puede aplicar la misma filosofía. Por otro lado, para lograr un diseño cuyo conservadurismo sea adecuado para cualquier nivel de aceleración, es razonable establecer que la reducción expresada en la ecuación 12.9 varíe con los niveles de aceleración del terreno: es decir, a mayor nivel de aceleración, mayor será la reducción. En ausencia de estudios afines, y con el propósito de incorporar en este Manual la variación de la reducción, se busca una manera aproximada para lograrlo. En los EUA, se usa generalmente, una correlación entre la intensidad MM y el coeficiente sísmico (USACE, 1995). Las primeras cuatro columnas de la tabla 12.3 expresan dicha correlación. La intención de este Manual es, sin embargo establecer una correlación entre los coeficientes sísmicos y los coeficientes de aceleración del terreno. Por ello se recurre a una correlación entre la intensidad MM y la aceleración máxima del terreno que fue sugerida por Bolt (1993). Con esto, es posible agregar una quinta columna a la tabla 12.3. Entre los valores de la cuarta y quinta columna se puede establecer claramente la correlación hiperbólica (ecuación 12.10), que es el origen de la ecuación 12.20 de la sección de recomendaciones 3.12.3.3, y que provee del valor del coeficiente sísmico  $k_h$  entre un mínimo de 0 y un máximo de  $1/3$  de  $g$ .

$$\frac{a_0}{k_h} = 1 + 3a_0 \quad (12.10)$$

Tabla 12.3 Coeficientes sísmicos (adaptarla a México que es el coeficiente sísmico y de aceleración)

Intensidad MM	Nivel general de daños	Zona sísmica EUA	Coeficiente sísmico $k_h$	Coeficiente de aceleración $a_0$
-	Nulo	0	0.0	
VI	Menor	1	0.05	0.06 – 0.07
VII	Moderado	2	0.10	0.10 – 0.15
VIII	Mayor	3	0.15	0.25 – 0.30
IX	Grande	4	0.20	0.50 – 0.55

En el análisis de estabilidad contra deslizamiento se requiere conocer el desarrollo de la zona agrietada a lo largo del plano correspondiente. La longitud de la zona agrietada influye en los resultados del cálculo por dos aspectos: cohesión y subpresión. La cohesión se desarrolla sólo en la zona no agrietada. En la zona agrietada la resistencia contra el deslizamiento proviene únicamente de la fricción. Cuando la grieta aparece, la subpresión se distribuye de la siguiente manera. Si la grieta se extiende a un punto antes de la línea de drenaje, la subpresión en la zona agrietada será igual a la presión del vaso. Si la grieta cruza la línea de drenaje, el drenaje deja de funcionar y la subpresión se calcula directamente usando las presiones aguas arriba y aguas abajo. Todo este análisis se lleva a cabo para las condiciones estáticas.

#### 3.12.3.4 Análisis de esfuerzos y deformaciones

Los métodos del espectro de respuesta y del dominio de la frecuencia están bien establecidos al ser procedimientos lineales. El método paso a paso, en combinación con los modelos no lineales, todavía no son comunes en la práctica del diseño y merece una atención especial. Para este método se requiere una integración directa de la ecuación dinámica en el dominio de tiempo, que se puede llevar a cabo de diferentes maneras: explícita, implícita o mixta. El método implícito más usual es el llamado  $\beta$  de Newmark. La implementación de dicho método se hace a través de la predicción y la corrección. Una vez que se conocen los desplazamientos, si la implementación se realiza con base en ellos, se calculan las correcciones de las aceleraciones y velocidades. La solución de la ecuación no lineal se obtiene por el método de Newton. En la mayoría de los problemas estructurales dinámicos, la respuesta de los modos de baja frecuencia son los de interés principal, porque de ellos proporcionan la mayor contribución al comportamiento dinámico global. Además, cuando los análisis se efectúan en un proceso de discretización, como en el método del elemento finito, muchos de los modos de alta frecuencia corresponden realmente a los artificios del proceso de discretización, en lugar de ser parte del comportamiento físico real del sistema continuo. Es, por lo tanto, deseable que el algoritmo de integración temporal posea alguna forma de disipación numérica que sea capaz de amortiguar las participaciones espurias de los modos de alta frecuencia, y permitir que el comportamiento de baja frecuencia sea representado correctamente sin atenuación. Para ello se establecen los tres requerimientos para un correcto esquema de integración temporal: a) El algoritmo debe ser estable incondicionalmente cuando sea aplicado a problemas lineales. b) Debe poseer disipación numérica

que puede ser controlada por uno o varios parámetros y no por intervalo de tiempo; dicho control se puede activar o desactivar como se desee y c) La disipación numérica no debe afectar indebidamente a los modos de baja frecuencia. En el método  $\beta$  de Newmark es imposible satisfacer al mismo tiempo los tres requisitos. Para superar estas dificultades, Hilber, Hughes y Taylor (HHT) propusieron el método  $\alpha$ . La experiencia indica que entre los métodos con que se pueden atenuar los modos de alta frecuencia, el método  $\alpha$  es el que menos distorsiona la respuesta de baja frecuencia.

### 3.12.4 PRESAS DE GRAVEDAD

#### 3.12.4.1 Consideraciones de análisis

El periodo fundamental de vibración de las cortinas de gravedad,  $T_1$ , se puede estimar de acuerdo con las ecuaciones 12.10 y 12.24 de las secciones de recomendaciones 3.12.3.1 y 3.12.4.1. Tomando en cuenta que las cortinas de gravedad no varían significativamente, se han propuesto otras ecuaciones. Una de ellas es

$$T_1 = 1.2 \frac{H}{\sqrt{E}} \quad (12.11)$$

donde

- H es la altura de la cortina en metros
- E es el módulo de elasticidad de la cortina en GPa
- $T_1$  es el periodo en segundos.

En este tipo de presas, cuando las juntas son planas, los monolíticos se mueven independientemente de manera que los análisis de esfuerzo plano se justifican. Por las fugas del agua que se pueden presentar en este tipo de juntas, se han introducido juntas ranuradas en que los monolíticos interactúan a través de la transmisión de fuerzas cortantes, haciendo que el efecto tridimensional sea importante. Se han desarrollado análisis simplificados para tomar en cuenta estos efectos en los estudios bidimensionales de esfuerzo plano (Ghobarah *et al*, 1994). Sin tomar en cuenta los efectos tridimensionales y si la longitud de la cortina es menor que 4 a 5 veces su altura, las respuesta obtenida en los análisis bidimensionales se sobre estiman.

#### 3.12.4.2 Cálculo simplificado de efectos del vaso y la cimentación

Fenves y Chopra (1986, 1987) desarrollaron un procedimiento de análisis simplificado para determinar las respuestas sísmicas de una presa de gravedad. Reconociendo que la sección transversal de las presas de gravedad no varía considerablemente, se puede establecer una sección bidimensional estándar con un paramento vertical. La cimentación se considera un semiespacio viscoelástico y el vaso se extiende hacia el infinito. El comportamiento dinámico del sistema así definido puede representarse por un sistema de un grado de libertad equivalente. El periodo fundamental y el amortiguamiento del sistema se pueden determinar a través de los factores  $R_a$  y  $R_c$ , así como los amortiguamientos adicionales  $\zeta_a$  y  $\zeta_c$ . En las tablas 12.4 a 12.6 se enlistan los valores de estos parámetros. Los trabajos de Fenves y Chopra tienen un mayor alcance que lo expuesto en este Manual, ya que se puede calcular las fuerzas laterales equivalentes y las fuerza hidrodinámicas.

Tabla 12.4 Cociente de periodos  $R_a$ 

$H_d/H$	E GPa	$\alpha$					
		1.0	.90	.75	.50	.25	.0
1.0	35	1.454	1.462	1.456	1.355	1.284	1.261
	31	1.409	1.416	1.412	1.344	1.285	1.259
	28	1.370	1.374	1.374	1.333	1.285	1.259
	24	1.341	1.344	1.341	1.316	1.282	1.256
	21	1.320	1.319	1.312	1.289	1.264	1.247
	17	1.301	1.301	1.287	1.283	1.264	1.247
	14	1.286	1.285	1.284	1.275	1.262	1.247
	7	1.263	1.263	1.262	1.260	1.256	1.247
.95	35	1.368	1.376	1.366	1.255	1.208	1.192
	31	1.323	1.330	1.323	1.256	1.208	1.191
	28	1.289	1.292	1.289	1.247	1.208	1.191
	24	1.259	1.263	1.259	1.238	1.208	1.188
	21	1.241	1.240	1.233	1.213	1.194	1.181
	17	1.224	1.224	1.221	1.209	1.194	1.181
	14	1.212	1.211	1.210	1.203	1.192	1.181
	7	1.193	1.193	1.193	1.191	1.187	1.181
.90	35	1.289	1.297	1.284	1.181	1.151	1.139
	31	1.247	1.253	1.247	1.185	1.152	1.139
	28	1.214	1.220	1.214	1.179	1.152	1.139
	24	1.191	1.193	1.193	1.174	1.152	1.136
	21	1.176	1.176	1.171	1.155	1.141	1.131
	17	1.164	1.163	1.161	1.152	1.141	1.131
	14	1.154	1.154	1.152	1.148	1.140	1.131
	7	1.140	1.140	1.140	1.139	1.136	1.131
.85	35	1.215	1.224	1.206	1.129	1.111	1.100
	31	1.179	1.185	1.177	1.131	1.109	1.099
	28	1.152	1.157	1.155	1.129	1.109	1.099
	24	1.136	1.139	1.136	1.124	1.109	1.099
	21	1.126	1.125	1.122	1.111	1.101	1.093
	17	1.117	1.116	1.115	1.109	1.101	1.093
	14	1.110	1.110	1.109	1.106	1.100	1.093
	7	1.100	1.100	1.100	1.100	1.097	1.093
.80	35	1.148	1.156	1.140	1.092	1.078	1.071
	31	1.121	1.126	1.121	1.092	1.078	1.071
	28	1.104	1.106	1.106	1.089	1.078	1.071
	24	1.095	1.094	1.090	1.080	1.071	1.066
	21	1.087	1.087	1.085	1.079	1.071	1.066
	17	1.081	1.081	1.080	1.076	1.071	1.056
	14	1.077	1.077	1.076	1.074	1.071	1.066
	7	1.071	1.071	1.071	1.070	1.069	1.066
.75	35	1.092	1.099	1.089	1.065	1.055	1.049
	31	1.078	1.080	1.078	1.064	1.055	1.050
	28	1.070	1.069	1.065	1.056	1.050	1.046
	24	1.063	1.063	1.061	1.055	1.050	1.046
	21	1.059	1.059	1.058	1.054	1.050	1.046

Tabla 12.4 Cocientes de periodos  $R_a$  (continuación).

$H_a/H$	E GPa	$\alpha$					
		1.0	.90	.75	.50	.25	.0
.75	17	1.055	1.055	1.054	1.053	1.050	1.046
	14	1.053	1.053	1.052	1.051	1.049	1.046
	7	1.049	1.049	1.049	1.048	1.048	1.046
.70	35	1.055	1.057	1.055	1.045	1.038	1.034
	31	1.048	1.050	1.050	1.044	1.037	1.035
	28	1.044	1.044	1.042	1.038	1.034	1.031
	24	1.041	1.041	1.040	1.037	1.034	1.031
	21	1.039	1.039	1.038	1.036	1.034	1.031
	17	1.037	1.037	1.037	1.035	1.033	1.031
	14	1.035	1.035	1.035	1.034	1.033	1.031
	7	1.033	1.033	1.033	1.033	1.032	1.031
.65	35	1.033	1.034	1.034	1.030	1.026	1.024
	31	1.031	1.031	1.031	1.029	1.027	1.025
	28	1.028	1.028	1.027	1.025	1.023	1.021
	24	1.026	1.026	1.026	1.024	1.022	1.021
	21	1.025	1.025	1.025	1.024	1.022	1.021
	17	1.024	1.024	1.024	1.023	1.022	1.021
	14	1.023	1.023	1.023	1.023	1.022	1.021
	7	1.022	1.022	1.022	1.022	1.021	1.021
.60	35	1.020	1.020	1.020	1.019	1.017	1.016
	31	1.020	1.020	1.020	1.018	1.018	1.016
	28	1.017	1.017	1.017	1.016	1.015	1.013
	24	1.016	1.016	1.016	1.015	1.014	1.013
	21	1.016	1.016	1.016	1.015	1.014	1.013
	17	1.016	1.016	1.016	1.015	1.014	1.013
	14	1.016	1.016	1.016	1.015	1.014	1.013
	7	1.014	1.014	1.014	1.014	1.014	1.013
.55	35	1.013	1.013	1.013	1.013	1.012	1.010
	31	1.012	1.012	1.012	1.012	1.012	1.012
	28	1.010	1.010	1.010	1.010	1.009	1.009
	24	1.010	1.010	1.010	1.010	1.009	1.009
	21	1.010	1.010	1.010	1.009	1.009	1.009
	17	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009
	14	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009
	7	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009	1.009
.50	35	1.009	1.009	1.009	1.008	1.008	1.008
	31	1.008	1.008	1.008	1.008	1.008	1.008
	28	1.006	1.006	1.006	1.006	1.005	1.005
	24	1.006	1.006	1.006	1.006	1.005	1.005
	21	1.006	1.006	1.006	1.006	1.005	1.005
	17	1.006	1.006	1.006	1.006	1.005	1.005
	14	1.006	1.006	1.006	1.005	1.005	1.005
	7	1.005	1.005	1.005	1.005	1.005	1.005

Tabla 12.5 Coeficientes de amortiguamiento  $\zeta_a$ .

$H_a/H$	E GPa	$\alpha$					
		1.0	.90	.75	.50	.25	.0
1.0	35	0	.043	.060	.067	.054	.038
	31	0	.030	.051	.060	.050	.036
	28	0	.021	.040	.051	.045	.034
	24	0	.013	.029	.042	.040	.032
	21	0	.008	.021	.035	.036	.030
	17	0	.005	.014	.025	.030	.027
	14	0	.003	.009	.018	.024	.024
	7	0	.001	.004	.008	.013	.017
.95	35	0	.044	.056	.060	.045	.032
	31	0	.031	.049	.053	.042	.030
	28	0	.020	.038	.045	.038	.028
	24	0	.012	.027	.036	.033	.026
	21	0	.007	.019	.030	.030	.025
	17	0	.005	.012	.022	.025	.022
	14	0	.003	.008	.015	.020	.020
	7	0	.001	.003	.007	.011	.014
.90	35	0	.041	.050	.050	.036	.025
	31	0	.029	.042	.044	.033	.023
	28	0	.017	.033	.037	.030	.022
	24	0	.010	.022	.029	.026	.020
	21	0	.006	.015	.024	.024	.019
	17	0	.004	.009	.017	.020	.018
	14	0	.002	.006	.012	.016	.016
	7	0	.001	.002	.005	.008	.011
.85	35	0	.033	.042	.039	.027	.019
	31	0	.023	.034	.033	.025	.018
	28	0	.013	.024	.028	.022	.017
	24	0	.007	.016	.023	.020	.016
	21	0	.004	.011	.017	.017	.015
	17	0	.003	.007	.012	.014	.013
	14	0	.002	.004	.009	.012	.012
	7	0	.001	.002	.004	.006	.008
.80	35	0	.024	.032	.028	.019	.014
	31	0	.015	.024	.024	.018	.013
	28	0	.008	.016	.019	.016	.012
	24	0	.004	.011	.016	.014	.011
	21	0	.003	.007	.012	.012	.011
	17	0	.002	.004	.008	.010	.010
	14	0	.001	.003	.006	.008	.008
	7	0	.000	.001	.002	.003	.004
.75	35	0	.014	.021	.018	.013	.009
	31	0	.008	.010	.014	.012	.009
	28	0	.004	.010	.013	.011	.009
	24	0	.003	.006	.010	.010	.008
	21	0	.002	.004	.007	.008	.007



Tabla 12.5 Coeficientes de amortiguamiento  $\zeta_a$  (continuación).

$H_d/H$	E GPa	$\alpha$					
		1.0	.90	.75	.50	.25	.0
.75	17	0	.001	.003	.005	.007	.007
	14	0	.001	.002	.004	.005	.006
	7	0	.000	.001	.002	.003	.004
.70	35	0	.006	.011	.011	.009	.006
	31	0	.003	.007	.009	.008	.006
	28	0	.002	.005	.007	.007	.006
	24	0	.001	.003	.006	.006	.005
	21	0	.001	.002	.004	.005	.005
	17	0	.001	.002	.003	.004	.004
	14	0	.000	.001	.002	.004	.004
	7	0	.000	.000	.001	.002	.003
.65	35	0	.002	.005	.006	.005	.004
	31	0	.001	.003	.005	.005	.004
	28	0	.001	.002	.004	.004	.004
	24	0	.001	.002	.003	.004	.004
	21	0	.000	.001	.002	.003	.003
	17	0	.000	.001	.002	.003	.003
	14	0	.000	.001	.001	.002	.003
	7	0	.000	.000	.001	.001	.002
.60	35	0	.001	.002	.003	.003	.003
	31	0	.001	.001	.003	.003	.002
	28	0	.000	.001	.002	.002	.002
	24	0	.000	.001	.002	.002	.002
	21	0	.000	.001	.001	.002	.002
	17	0	.000	.001	.001	.002	.002
	14	0	.000	.001	.001	.002	.002
	7	0	.000	.000	.000	.001	.001
.55	35	0	.000	.001	.002	.002	.002
	31	0	.000	.001	.001	.002	.001
	28	0	.000	.001	.001	.001	.001
	24	0	.000	.000	.001	.001	.001
	21	0	.000	.000	.001	.001	.001
	17	0	.000	.000	.001	.001	.001
	14	0	.000	.000	.000	.001	.001
	7	0	.000	.000	.000	.000	.001
.50	35	0	.000	.000	.001	.001	.001
	31	0	.000	.000	.001	.001	.001
	28	0	.000	.000	.001	.001	.001
	24	0	.000	.000	.000	.001	.001
	21	0	.000	.000	.000	.001	.001
	17	0	.000	.000	.000	.000	.001
	14	0	.000	.000	.000	.000	.000
	7	0	.000	.000	.000	.000	.000

Tabla 12.6 Cocientes de periodos  $R_c$  y coeficientes de amortiguamiento  $\zeta_c$ .

$E_c/E$	$R_c$	$\zeta_c$			
		$\eta_c = 0.01$	$\eta_c = 0.10$	$\eta_c = 0.25$	$\eta_c = 0.50$
5.0	1.043	.015	.014	.019	.024
4.5	1.048	.015	.016	.021	.026
4.0	1.054	.015	.018	.023	.030
3.5	1.062	.015	.020	.027	.034
3.0	1.071	.016	.024	.031	.039
2.5	1.083	.020	.028	.037	.046
2.0	1.099	.028	.035	.046	.057
1.5	1.129	.039	.047	.060	.073
1.4	1.139	.042	.050	.063	.078
1.3	1.150	.044	.053	.068	.084
1.2	1.162	.047	.058	.073	.090
1.1	1.174	.050	.062	.079	.096
1.0	1.187	.054	.068	.086	.105
0.9	1.204	.060	.075	.094	.115
0.8	1.223	.068	.083	.104	.127
0.7	1.248	.077	.093	.116	.142
0.6	1.286	.088	.105	.131	.161
0.5	1.335	.103	.121	.151	.186
0.4	1.400	.117	.143	.178	.221
0.3	1.496	.145	.173	.217	.273
0.2	1.678	.186	.220	.279	.362

### 3.12.4.3 Consideraciones de diseño

Las presas de gravedad que han sufridos daños durante sismos son Koyna, Blackbrook, Shenwao y Red Flag (tabla 12.7). Los daños principales en este tipo de cortina (Okamoto, 1982; Priscu *et al*, 1985, Hinks y Gosschalk, 1993) son:

- Agrietamiento. Se presentan agrietamientos en las caras aguas arriba y aguas abajo, todos en la parte superior de la cortina y especialmente a la altura donde ocurre un cambio brusco de la geometría de la cortina en su sección transversal. También se presentan agrietamientos en el cambio de la sección vertedora a la no vertedora. Las grietas se generan en la superficie de la cortina y se propagan hacia su interior. Asimismo, las grietas pueden aparecerse alrededor de las galerías donde existe una fuerte concentración de esfuerzos.
- Daños en las juntas o contactos. Los bloques de concreto se golpean bajo vibraciones intensas produciendo agrietamiento o desprendimiento del concreto en las juntas de contracción, tanto en el sentido transversal como a lo largo del eje de la cortina. Se presentan daños en los contactos cortina-cimentación, con agrietamientos o separaciones.
- Filtración. Como resultado del agrietamiento o separación entre diferentes bloques de concreto, aumenta la filtración después del sismo.

Tabla 12.7 Presas de gravedad con daños sísmicos.

Presa	Lugar	Altura (m)	Año de constr.	Tipo	Sismo			
					Año	Magnitud Richter	Distancia epicentral (km)	Daños
Koyna	India	103	1963	Concreto	1967	6.5	3	Agrietamiento severo
Blackbrook	GB	29	1900	Concreto y mampostería	1957	5.3	6.4	Desplazamiento agrietamiento
Shenwao	China	53	-	Concreto	1975	-	-	Agrietamiento
Red Flag	China	35	-	Mampostería	1970	-	-	Agrietamiento filtración

### 3.12.5 OTRAS PRESAS DE CONCRETO Y MAMPOSTERÍA

#### 3.12.5.1 Presas en arco

Las presas en arco que han sufrido daños durante sismos son Pacoima y Rapel (tabla 12.8). Aparentemente, este tipo de presas son menos susceptibles a daños sísmicos que los anteriores. Los daños principales en este tipo de cortina (Okamoto, 1982; Priscu *et al*, 1985, Hinks y Gosschalk, 1993) son:

- Agrietamiento. Se presentan agrietamientos en la parte central del arco. Las juntas de contracción verticales se abren en primera instancia; los esfuerzos de arco librados se transfieren a las acciones de cantilever, generando grietas horizontales que se propagan hacia los empotramientos. En los empotramientos también se pueden presentar esfuerzos de tensión altos y agrietamientos consecuentes. Esto se debe al alto nivel de esfuerzos estáticos que prevalece y al mecanismo de transferencia de los esfuerzos librados en el arco.
- Deslizamiento de laderas. Como las presas en arco se construyen frecuentemente en boquillas cerradas con laderas empinadas, la estabilidad de laderas ante eventos sísmicos torna importante.

Tabla 12.8 Presas en arcos con daños sísmicos.

Presa	Lugar	Altura (m)	Año de constr.	Tipo	Sismo			
					Año	Magnitud Richter	Distancia epicentral (km)	Daños
Pacoima	EUA	113	1929	Arco	1971	6.5	3	Agrietamiento severo
Rapel	Chile	110	1890	Arco	1985	7.8	-	Daños al vertedor y torre de toma

### 3.12.5.2 Presas de contrafuertes

Las presas de contrafuertes que han sufrido daños durante sismo son Sefid Rud, Hsingfenjiang y Honen-lke (tabla 12.9). Aparentemente, este tipo de presas es más susceptible a daños sísmicos que los otros tipos. Como las presas de este tipo son ensambles de varios elementos estructurales convencionales, tales como losas y vigas, los daños que generalmente se observan en estos elementos, construidos en edificios, también se presentan en las presas. Las partes que pueden sufrir mayores daños son: conexiones aguas arriba, entre los contrafuertes y las losas o arcos, partes de los contrafuertes cercanas a la base o partes de los contrafuertes en que se atraviesan las obras de toma o desagüe.

Tabla 12.9 Presas de contrafuertes con daños sísmicos.

Presa	Lugar	Altura (m)	Año de constr.	Tipo	Sismo			
					Año	Magnitud Richter	Distancia epicentral (km)	Daños
Sefid Rud	Irán	106	1963	Contrafuertes	1990	7.3 a 7.7	Muy cerca	Agrietamiento severo
Hsingfengkiang	China	105	1900	Contrafuertes	1962	6.1	5	Desplazamiento, agrietamiento
Honen-lke	Japón	30	1930	Arcos múltiples	1946	-	-	Agrietamiento en el arco cerca de contrafuertes

### 3.12.6 ANALISIS SIMPLIFICADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

#### 3.12.6.1 Generalidad

En términos generales, los criterios y procedimientos del análisis simplificado son conservadores siempre y cuando los casos de estudio cumplan con las condiciones establecidas. Si las presas cumplen los criterios de seguridad de conformidad con los procedimientos simplificados que aquí se plantean, también lo harán si se utilizan procedimientos más refinados. En cambio, si las presas no cumplen los criterios de seguridad siguiendo los métodos simplificados, podrían hacerlo si se realizarán análisis más refinados, por lo que será necesario revisar dichas presas con más detalle para lograr la economía de los diseños.

#### 3.12.6.2 Respuesta dinámica

Los taludes de las presas de tierra son tendidos, es decir, las pendientes son de orden de 3:1 o 4:1. Para dicha geometría, los movimientos inducidos en la sección transversal por una excitación horizontal son esencialmente horizontales, o bien las acciones mecánicas a que la cortina está sometida son del tipo cortante y los efectos de cabeceo no son importantes. Este tipo de comportamiento se asemeja a una columna cortante por lo que se puede estudiar utilizando un modelo de viga cortante. Este modelo es el que se adoptó para el análisis simplificado en el que el movimiento de la cortina es exclusivamente horizontal en toda la cortina. Para una determinada

altura, dicho movimiento es uniforme y las pendientes de ambos taludes no influyen en la respuesta de la cortina. Si las hipótesis mencionadas no son válidas, serán necesarios análisis de respuesta bi y tridimensionales.

En las presas de enrocamiento el modulo de rigidez de corte varía siguiendo una regla exponencial (ecuación 12.12). Esta variación ha sido observada en muchas presas por Gazetas *et al*, 1981 y Gazetas y Dakoulas, 1992, y se expresa de la siguiente forma:

$$G(z) = G_{\text{base}} \left( \frac{z}{h} \right)^{2/3} \quad (12.12)$$

donde

- $z$  es la distancia vertical medida desde la cresta,
- $H$  es la altura de la cortina y
- $G_{\text{base}}$  es la rigidez cortante en la base.

Los procedimientos de cálculo simplificado de la respuesta de presas de enrocamiento son similares a los descritos en la sección de recomendaciones 3.12.6.2 que son válidas para cortinas de sección uniforme. Los datos de entrada para realizar el cálculo son:

- Altura de cortina  $H$
- Peso volumétrico promedio de cortina  $\gamma_m$
- Módulo cortante inicial o máximo  $G_{\text{base,max}}$  en la base
- Curvas de degradación y amortiguamiento
- Espectro de respuesta para diferentes niveles de amortiguamiento

Antes de comenzar el proceso de iteración se supone un valor de deformación cortante  $\gamma_c$ . A partir de aquí, el procedimiento de cálculo se repite tantas veces como se requieran para lograr la convergencia de la solución.

- Se determina la relación  $G_{\text{base}} / G_{\text{base,max}}$  y el nivel de amortiguamiento  $\zeta$  a partir de las curvas de degradación y amortiguamiento. Se calcula el valor de módulo cortante  $G_{\text{base}}$ .
- Se calcula la velocidad media de onda de corte  $\bar{v}_s$  de acuerdo con

$$\bar{v}_s = \sqrt{6G_{\text{base}} g / 7\gamma_m} \quad (12.13)$$

donde

- $g$  es la aceleración de gravedad.

- Se calcular el periodo fundamental

$$T_1 = \frac{18 H}{7 \bar{v}_s} \quad (12.14)$$

- Se determinar la aceleración espectral  $S_{a1}$ , a partir del espectro de respuesta utilizando el periodo fundamental y el amortiguamiento.
- Se calcula un nuevo valor de deformación cortante  $\gamma_c$  utilizando

$$\gamma_c = 0.20 \frac{H}{\bar{V}_s^2} S_{a1} \quad (12.15)$$

- Y se determina una nueva relación  $G_{base} / G_{base,max}$ . Si esta no se aproxima a la que se utilizó en la iteración anterior se repite el cálculo. Generalmente se requieren unas cuatro iteraciones para lograr la convergencia.

De esta manera, se obtienen la velocidad de onda cortante  $\bar{V}_s$ , el amortiguamiento  $\zeta$ , el periodo fundamental de cortina y la aceleración espectral para el modo fundamental. La aceleración máxima en la cresta se calcula utilizando los resultados obtenidos en la sección anterior. Una vez estimados la velocidad de onda cortante  $\bar{V}_s$  y el amortiguamiento  $\zeta$  se procede a calcular la aceleración máxima en la cresta como siguiente.

- Se determinan los periodos naturales de vibración para el segundo y tercer periodos de vibración

$$T_2 = \frac{9 H}{7 \bar{V}_s}, T_3 = \frac{6 H}{7 \bar{V}_s} \quad (12.16)$$

- Se determinan la aceleración espectral para el segundo y tercer modos de vibración  $S_{a2}$ ,  $S_{a3}$  a partir del espectro de respuesta utilizando los correspondientes periodos naturales de vibración y el amortiguamiento.
- La aceleración máxima en la cresta para los primeros tres modos de vibración se determinan como

$$a_{1,max} = 2S_{a1}, a_{2,max} = S_{a2}, a_{3,max} = 0.67S_{a3} \quad (12.17)$$

- Como los valores máximos en cada modo ocurren en diferentes tiempos, el valor máximo de aceleración en la cresta se puede aproximar tomando la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las aceleraciones máximas de los primeros tres modos

$$a_{cresta,max} = \sqrt{a_{1,max}^2 + a_{2,max}^2 + a_{3,max}^2}$$

Se obtiene finalmente la aceleración máxima en la corona  $a_{corona,max}$ . La relación entre esta aceleración y la aceleración máxima de terreno  $a_{base,max}$  define la amplificación de respuesta dinámica de cortina.

### 3.12.6.3 Estabilidad sísmica

Los materiales de enrocamiento se destacan por su alta permeabilidad, alta resistencia a la erosión interna y alta resistencia al corte, siendo los indicados como materiales de la cortina, siempre y cuando estén disponibles para la construcción. Una de las características más notables de estos materiales es que la ley de resistencia al corte deja de ser lineal, como suele ser en arcillas y arenas. Esta peculiaridad presente en dichos materiales obliga a que se interpreten las pruebas de laboratorio siguiendo criterios no lineales y que los estudios de estabilidad se establezcan con base en envolventes de resistencia no lineales. Por otro lado, cuando las presas se localizan en zonas sísmicas, deben diseñarse para resistir las fuerzas dinámicas previstas del sitio. Aunque las cargas sísmicas son dinámicas, quedan ampliamente aceptados los estudios seudoestáticos que suponen fuerzas sísmicas como una proporción de las fuerzas de gravedad. Dichos estudios se pueden emplear en las etapas de diseño preliminar, particularmente cuando los coeficientes sísmicos están bien establecidos para regiones sísmicas en cuestión. En presas de bajo peligro potencial, este tipo de estudios también sirve para diseños definitivos. Los análisis de estabilidad seudo-estática son aún más útiles si se advierte que, a través de ellos, se pueden calcular los llamados coeficientes sísmicos críticos con que se pueden determinar posteriormente deformaciones permanentes de los taludes, por medio del procedimiento de doble integración temporal de Newmark,.

Una de las primeras ecuaciones para incluir la no linealidad en la envolvente Mohr-Coloumb fue propuesta por Duncan y Chang (1970). Se empleó una ecuación semi logarítmica para relacionar el nivel de esfuerzo medio y el ángulo de fricción interna, estimado este último directamente a partir de los datos de ensayos triaxiales. Esta ecuación es ampliamente usada en los análisis elásticos no lineales de las presas junto con las relaciones hiperbólicas de esfuerzo-deformación de Duncan-Chang. Sin embargo, esta ecuación es matemáticamente incorrecta para niveles de esfuerzos muy bajos donde el valor de fricción interna no está acotado por un valor finito. Por lo tanto, se propuso un criterio de falla no lineal para rocas relacionando los esfuerzos principales. La relación ha sido modificada de manera que se expresa, en términos de los esfuerzos en el plano de falla, mediante una función potencial. Sin embargo, esta relación no es válida cuando la resistencia a la tensión es nula, por lo que su uso está limitado a materiales rocosos.

A partir de 1965, Marsal (1972) había realizado pruebas triaxiales con materiales de enrocamiento encontrando las envolventes no lineales Mohr-Coloumb. Con base en estos y otros resultados experimentales, Mello (1977) sugirió otra relación del tipo potencial que puede darse en la forma adimensional como la que se expresa en la ecuación 12.38 de la sección de recomendaciones 3.12.6.3 (Jiang *et al*, 200). El parámetro  $n$  está acotado por 1 y 0.5; cuando  $n = 1$ , se recupera la envolvente lineal. El valor de  $n$  no puede ser menor que 0.5 porque para la condición  $n < 0.5$  el radio de la curvatura de  $\tau$  es menor que el radio del círculo tangente de Mohr. Charles y Watts (1980) recopilaron varias fuentes de datos experimentales y dedujeron los rangos de los parámetros de resistencia no lineales. El parámetro  $A$  de los enrocamientos varía entre 0.75 y 2.0, y  $n$  entre 0.65 y 0.90.

### 3.12.6.4 Deformación permanente sísmica

Se han propuesto diferentes métodos de análisis simplificado para estimar la deformación permanente sísmica en las presas, entre estos se encuentran: el cálculo de los movimientos de los

bloques deslizantes como el propuesto por Newmark, Idriss y Seed, o el cálculo de los asentamientos en la corona. Ambas estimaciones son útiles pues se puede establecer criterios de tolerancia tanto para deslizamientos como para asentamientos. Hay que tomar en cuenta que los deslizamientos laterales pueden llegar a ser 2 a 4 veces los asentamientos (Ishihara *et al*, 1990).

### **3.12.7 ANALISIS DETALLADO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO**

#### **3.12.7.1 Generalidad**

Los efectos de los sismos en presas, se empezaron a tomar en cuenta desde los '20 del siglo pasado. Un trabajo clásico fue elaborado por Westergaard, titulado "Presión hidrodinámica sobre presas durante sismos, 1933". Existen indicios de que muchos proyectistas de esa época ya realizaban algunos estudios analíticos o incorporaban algunas medidas defensivas simples para incrementar la seguridad de las presas contra efectos sísmicos. Durante el periodo comprendido entre 1930 y 1970, en la práctica del diseño, se tomaban en cuenta los efectos sísmicos al incorporar simplemente una fuerza lateral estática en el análisis de estabilidad, representando las fuerzas de inercia inducidas por un sismo. Esta fuerza lateral era una fracción (entre el 5 a 10%) de la fuerza vertical inducida por el peso propio de la cortina. Ésta práctica se puso a prueba de manera aceptable en muchos sismos fuertes, entre ellos el de San Francisco (M = 8.3) en 1906 y el del Lago Hebgen (M = 7.1) en 1959. Sin embargo, en los años 1960 e inicio de los 1970, ocurrieron varios eventos sísmicos que hicieron replantearse a los ingenieros sus criterios de diseño sísmico, particularmente debido al sismo de Alaska (M = 8.3) en 1964 y al de San Francisco (M = 7.9) en 1971. En donde se registraron sismos con una aceleración mayor que 0.3 g, substancialmente mayor que el nivel de aceleración considerado en el análisis tradicional que oscilaba entre 0.05 a 0.1 g. En este sentido, una de las presas, que ha contribuido en el desarrollo de mejores métodos de análisis sísmico desde a partir de los años sesenta y setenta del siglo pasado, ha sido la de San Fernando Bajo (Seed *et al*, 1975).

Los métodos de análisis detallados fueron resultado de una investigación y mejora continua durante muchos años. Por seguir con la lógica de los sucesos secuenciales en la aplicación de cargas y por tener la visualización directa de los cambios en las propiedades mecánicas, empleando, además, modelos de material fáciles de entender, este procedimiento de análisis se usa ampliamente en la práctica. Sin embargo, como el análisis está dividido en varias etapas, las hipótesis hechas en cada una de ellas no necesariamente son compatibles entre sí. Por ejemplo, los análisis estático y de respuesta dinámica se llevarán acabo aceptando que los materiales son medios continuos, mientras que en los estudios de estabilidad se consideran movimientos de bloques de falla discontinuos. Además la estabilidad y deformación sísmica se pueden analizar solamente cuando se suponen a priori determinadas superficies de falla, hecho que dificulta una evaluación completa del comportamiento de la presa.

#### **3.12.7.2 Análisis estático**

Para fines del análisis de respuesta dinámica, el estudio estático deberá determinar, como mínimo: 1) las componentes de los esfuerzos principales antes del sismo a fin de definir las rigideces dinámicas iniciales de la presa; 2) la superficie superior de la corriente para que se incluyan las fuerzas de filtración en el análisis de estabilidad y 3) la distribución de esfuerzos cortantes que sirve para evaluar



el potencial de pérdida de resistencia. El procedimiento de análisis estático también será útil para efectuar los estudios de deformación permanente pos sísmica.

### 3.12.7.3 Respuesta dinámica

Las excitaciones sísmicas en el sitio de la presa tienen tres sentidos, dos horizontales y uno vertical. Las excitaciones horizontales se presentan en la dirección transversal y paralela al eje de la cortina. Como la estabilidad del talud es la de mayor importancia en la evaluación del comportamiento sísmico de las cortinas de tierra y enrocamiento, la excitación horizontal transversal es la que más incide en dicha evaluación, razón por la cual los efectos asociados con el componente vertical y el horizontal paralelo al eje de cortina pueden despreciarse en un análisis preliminar. Por lo tanto, se considera adecuado un análisis bidimensional de una sección transversal de la presa bajo una excitación horizontal y transversal.

Las características dinámicas de los materiales de tierra y enrocamiento, particularmente los módulos de rigidez dinámica, dependen en gran medida del nivel de esfuerzos de confinamiento. La dependencia del nivel de confinamiento es más notable en presas de enrocamiento y aún más en boquillas cerradas. Aun aceptando que las cortinas de enrocamiento pueden estudiarse por una sección homogénea, los módulos de corte deben considerarse no uniformes.

Aunque la excitación en el sentido paralelo al eje de la cortina no es importante para la evaluación de la estabilidad de las cortinas de tierra y enrocamiento, la variación de la geometría en dicho sentido no se debe ignorar. El acotamiento de la boquilla disminuye los periodos naturales de vibración e incrementa la magnitud de respuesta dinámica y consecuentemente las fuerzas sísmicas. Por otro lado, la flexibilidad de las masas rocosas de la boquilla da lugar a una reducción de la amplificación dinámica. Estos efectos tridimensionales deben tomarse en cuenta para las cortinas de enrocamiento construidas en boquillas cerradas o cortinas con cara de concreto, para cualquier geometría de la boquilla.

El comportamiento sísmico de los materiales térreos es complejo y difícil de describir con un modelo constitutivo generalizado, entre otras razones, debido al fenómeno histerético que se manifiesta en la relación esfuerzo por cortante - deformación por cortante bajo condiciones de carga cíclica. En muchos casos prácticos, el comportamiento del suelo todavía puede idealizarse mediante las siguientes simplificaciones:

- La carga cíclica es simétrica, o bien la magnitud máxima de la carga en ambas direcciones es la misma, característica típica de una excitación sísmica.
- No se presentan deformaciones residuales tanto cortantes como volumétricas.
- El efecto de endurecimiento cíclico es insignificante; esto es, el área cerrada de la curva esfuerzo-deformación no disminuye cuando el número de ciclos de carga se incrementa.
- No se presentan problemas relacionados con la presencia del agua.

Si estas hipótesis se aceptan, el comportamiento histerético del suelo puede representarse con suficiente aproximación por un modelo viscoelástico. El método lineal equivalente es un análisis puramente elástico, aunque las propiedades de los materiales son compatibles con el nivel de las deformaciones por cortante. En consecuencia, las deformaciones permanentes no se pueden estimar

con este procedimiento de cálculo. Por esta razón, las deformaciones obtenidas a partir de dicho análisis no son las que realmente se presentan en el campo, sino son valores equivalentes que se pueden esperar de un ensaye de laboratorio bajo una carga dinámica similar; no obstante, las aceleraciones y por consiguiente los esfuerzos calculados se aproximan bastante bien a los que se exhiben realmente en la estructura. Las comparaciones realizadas entre los resultados del análisis lineal equivalente, del análisis no lineal riguroso y las observaciones del campo han indicado una buena aproximación para excitaciones sísmicas no muy fuertes y en suelos estables en que no se presenta un incremento apreciable en presión de poro.

La amplificación dinámica de la cortina se mide por la relación entre la aceleración máxima generada en la corona y en la base. La amplificación depende, por un lado, del efecto de la resonancia y, por el otro, del amortiguamiento. Cuando el periodo de vibración es más cercano al del sismo, será mayor la amplificación, misma que disminuye con el aumento del amortiguamiento. Este fenómeno ofrece grandes ventajas para el comportamiento de las presas de tierra y enrocamiento ante sismos severos, ya que no se esperan esfuerzos dinámicos excesivamente altos. Una evaluación más acertada del desempeño de la cortina debe incluir no solamente la estimación de la aceleración en la corona sino su distribución dentro del cuerpo de la cortina. Dependiendo de la zonificación, las aceleraciones se distribuyen dentro de la cortina de diferentes maneras. En las cortinas de enrocamiento con cara de concreto, su alta rigidez implica una concentración de aceleraciones cerca de la corona. En las cortinas de materiales graduados, en cambio, las altas aceleraciones se localizan en algunas zonas dentro del cuerpo. Los análisis dinámicos también pueden considerar al mismo tiempo las aceleraciones en dos direcciones: horizontal y vertical. Esta consideración es importante en sitios de emplazamiento cercanos a la fuente sísmica. Existe la interferencia entre diferentes modos de vibración: longitudinal en ambos sentidos y cortante, aunada por la compleja geometría de las fronteras de la cortina incluyendo los taludes, terreno de cimentación y las laderas. El modelo de viga cortante, que considera solamente la excitación horizontal resulta muchas veces demasiado simplificado. Los modelos de análisis bidimensional o tridimensional reportan resultados más realistas en cuanto a las aceleraciones y deformaciones.

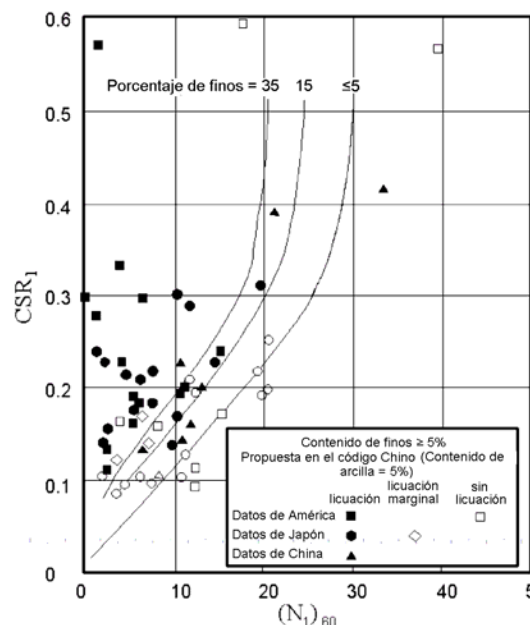


Figura 12.3. Cociente del esfuerzo cíclico causante de la licuación.

### 3.12.7.4 Iniciación de pérdida de resistencia

Para estimar los factores de seguridad contra la licuación el método del cociente de esfuerzo cíclico (CSR por sus siglas en inglés) es el más usado. Basado en pruebas de penetración estándar el método ha sido verificado y calibrado con muchas experiencias de campo y continúa mejorándose continuamente. El análisis comienza con un análisis estático para determinar en cada punto de la presa el esfuerzo estático efectivo vertical  $\sigma'_{v0}$ . Después se estima a través del análisis de la respuesta dinámica el esfuerzo dinámico en el plano horizontal  $\tau_{hv,max}$ . El cociente del esfuerzo cíclico equivalente  $CSR_{eq}$  se calcula con la ecuación 12.18 (Finn, 1996).

$$CSR_{eq} = \frac{0.65\tau_{hv,max}}{\sigma'_{v0}} \quad (12.18)$$

El cociente del esfuerzo cíclico causante de la licuación en el campo  $CSR_{1,campo}$  se estima de acuerdo con la siguiente ecuación

$$CSR_{1,campo} = CSR_1 C_M K_\alpha K_\sigma \quad (12.19)$$

donde

$CSR_1$  es el cociente del esfuerzo cíclico causante de la licuación, que se obtiene de la figura 12.3 como función del número de golpes de la prueba de penetración estándar y el porcentaje de finos

$C_M$  es el factor de corrección por la magnitud de sismo (tabla 12.10)

$K_\alpha$  es el factor de corrección por el esfuerzo por cortante estático (figura 12.4). El cociente  $\alpha$  está definido como  $\alpha = \tau_{hv0} / \sigma'_{v0}$

$\tau_{hv0}$  es el esfuerzo por cortante estático en el plano horizontal

$K_\sigma$  es el factor de corrección por el esfuerzo de confinamiento efectivo ilustrado (figura 12.4)

El factor de seguridad contra la licuación se calcula como

$$F_1 = \frac{CSR_{1,campo}}{CSR_{eq}} \quad (12.20)$$

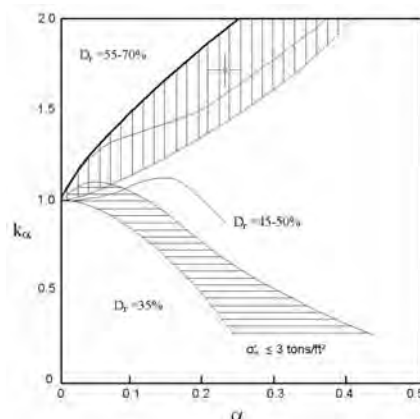


Figura 12.4. Factor de corrección por el esfuerzo por cortante estático.

Tabla 12.10 Factor de corrección  $C_M$  por magnitud de sismo

Magnitud M	$C_m$
5.5	1.43
6.0	1.32
6.5	1.19
6.75	1.13
7.0	1.08
7.5	1.00
8.0	0.94
8.5	0.89

### 3.12.7.5 Estabilidad sísmica

En este Manual se adoptan los criterios de Hynes-Griffin y Franklin (1984) para establecer los factores de seguridad y aceleraciones de la excitación. En la literatura se disponen otros criterios como los que se muestran en la tabla 12.11 (Duncan y Wright, 2005).

Tabla 12.11 Métodos sugeridos para efectuar análisis pseudoestáticos preliminares (Duncan y Wright, 2005)

Referencia	Aceleración de referencia	Multiplicador de aceleración	Factor de reducción de resistencia	Factor de seguridad mínimo	Deslizamiento tolerable
Makidisi y Seed (1978)	0.2 g (M=6.5)	0.5	0.8	1.15	Aprox. 1 m
Makidisi y Seed (1978)	0.75 g (M=8.25)	0.2	0.8	1.15	Aprox. 1 m
Hynes-Griffin y Franklin (1984)	AMH en la roca	0.5	0.8	1.0	1m
Kavazanjian <i>et al</i> (1997)	AMH en el suelo	0.17 si se efectúa el análisis de respuesta	0.8	1.0	1 m
Kavazanjian <i>et al</i> (1997)	AMH en el suelo	0.5 si no se efectúa el análisis de respuesta	0.8	1.0	1 m

AMH = Aceleración máxima horizontal.

### 3.12.7.6 Deformación permanente sísmica

El método de Newmark toma en cuenta la influencia de las características de los sismos en la deformación permanente, las cuales incluyen la intensidad, duración y contenido de frecuencias. Tradicionalmente el método considera el cuerpo deslizante como rígido, donde la aceleración es uniforme en la masa. Estudios recientes han tomado en cuenta el efecto de la flexibilidad de la masa (Kramer y Smith, 1999).

Las aceleraciones críticas son un indicador del desempeño de los taludes si se comparan con las aceleraciones máximas del terreno. Cuando las primeras se aproximan o incluso se exceden a las segundas, los taludes tienden a experimentar mayores daños sísmicos. En la tabla 12.12 se presentan estos indicadores (Abramson *et al*, 1999).

Tabla 12.12 Daños esperados en los taludes según la comparación de las aceleraciones

Condición	Observaciones
$k_y < 0.5 k_{\max}$	Se espera que el talud sobrevive al sismo de diseño
$0.5k_{\max} < k_y < k_{\max}$	Daños varían de menores a mayores
$k_y > k_{\max}$	Se esperan daños globales y se requiere un análisis dinámico completo

### 3.12.7.7 Estabilidad pos sísmica

Para este tipo de análisis se aplican los métodos para el análisis de estabilidad estática de taludes. Por lo general, los análisis de estabilidad de taludes se llevan a cabo suponiendo un determinado número de zonas de material. Sin embargo, por los efectos sísmicos las modificaciones en las resistencias al corte de los materiales no son uniformes en todo el cuerpo de la presa, por lo que las resistencias al corte modificadas varían considerablemente de un punto al otro. Se debe considerar esta variación de resistencias, que en muchos casos es continua, para poder capturar las zonas más vulnerables de la presa sin menospreciar los puntos en que se conservan las resistencias estáticas. La precisión del cálculo de factores de seguridad depende ahora de la minuciosidad con que se aplica para determinar la variación espacial de las resistencias.

### 3.12.7.8 Deformación permanente pos sísmica y otros daños pos sísmicos

Los cambios en las propiedades de esfuerzo deformación de los suelos ocurren para diferentes modos de deformación. Para problemas de deformación plana, se deben considerar tres componentes: triaxial, corte simple y de compresión. Se deben desarrollar tres familias de relaciones que correlacionan potenciales de deformación y estados de esfuerzo estático y dinámico aunque en la práctica se considera solamente uno de los primeros dos modos dependiendo de las pruebas de laboratorio.

## 3.12.8 ANALISIS COMPLETO DE PRESAS DE TIERRA Y ENROCAMIENTO

### 3.12.8.1 Generalidad

Los análisis completos o análisis en etapas se dividen en varias evaluaciones: un análisis de la condición inicial, amplificación, análisis de la estabilidad hasta la evaluación de la deformación permanente. Las evaluaciones utilizan diferentes tipos de hipótesis y procedimiento de análisis sin pretender trazar una historia completa del comportamiento de la presa. La desventaja de estos análisis radica en que el análisis todavía no toma en cuenta muchos factores importantes que inciden en el comportamiento de la presa. En los suelos sin pérdida de resistencia, el comportamiento global de la presa es sensible a la configuración geométrica de la misma, la zonificación de material y la boquilla. En suelos con pérdida de resistencia, durante el sismo, las causas de la disipación de energía pueden ser, además del comportamiento histerético del material, flujos elastoplásticos o cambio de volumen. Debido al complejo mecanismo de generación, difusión y disipación, la presión de poro generada durante el sismo se redistribuye no solamente en el espacio sino también en la escala de tiempo. Se ha observado que las fallas de presas debido a la pérdida de resistencia, por lo general, ocurre en cierto lapso de tiempo después de finalizado el sismo. La compactación dinámica

provoca la deformación global de las cortinas, en especial aquéllas construidas con materiales no suficientemente compactados, aspecto que no se puede evaluar adecuadamente en el análisis de Newmark.

Por otra parte, aprovechando el uso de computadoras, surgen mejoras en los análisis dinámicos, apoyándose de la simulación numérica, ya que el análisis sigue toda la historia del sismo. Con este tipo de análisis se pueden obtener una buena cantidad de información como son: el desplazamiento, la velocidad, la aceleración, la presión de poro o los esfuerzos y deformaciones, todos ellos en cualquier punto de la cortina y en cualquier instante. Se puede, también, incluir aspectos tales como la saturación, no saturación, consolidación, elastoplasticidad y viscoplasticidad, entre otros.

Hasta la fecha se han desarrollado varias técnicas de simulación numérica, las más destacadas son la de Zienkiewicz (Zienkiewicz y Xie, 1991), Dungar (1988), Finn (1990) y Prevost (1981). La desventaja de estos modelos es el costo de la implementación y análisis, así como la realización obligada de pruebas dinámicas especiales. Por las experiencias que se acumulan con el tiempo el uso de estos modelos será cada vez más popular para fines de diseño.

Como los materiales térreos que se utilizan en la construcción de presas son compactados, su composición típica esta dividida en tres fases: sólido, agua y aire. Esta característica trifásica influye en el comportamiento estático y dinámico de la cortina. Durante la construcción se genera el exceso de la presión de poro en el corazón impermeable de la cortina, que se disipa con bastante lentitud. Durante el llenado, se establece un flujo transitorio por el que la cortina se satura paulatinamente, desde la cara aguas arriba hacia el talud aguas abajo. Los materiales localizados arriba y abajo de la superficie superior de la corriente son no saturados y saturados, respectivamente. La saturación puede producir el colapso de los materiales y generar deformaciones significativas y agrietamientos.

Bajo la excitación sísmica, se generan excesos en presión de poro en todos los materiales: granulares y cohesivos. En los primeros se pueden presentar el fenómeno de pérdida de resistencia o compactación dinámica. La disipación de presiones de poro dinámicas es un proceso complejo. Se ha reportado que las cortinas fallan por la pérdida de resistencia pero no durante el sismo sino instantes después de finalizado el sismo. Esto debido a que se desarrolla una distribución de presión de poro, la cual depende de las permeabilidades de los materiales y condiciones de drenaje.

Un modelo trifásico es capaz de considerar estos factores de manera consistente. El fenómeno es referido como consolidación dinámica y el modelo está basado en la teoría de Biot, que generaliza la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi a los casos bi y tridimensionales, y también es válida para condiciones dinámicas.

Aun para bajos niveles de carga, los materiales térreos desarrollan deformaciones plásticas que no son recuperables después de la descarga. El comportamiento de los materiales no depende solamente del nivel de esfuerzo sino de su trayectoria. Las trayectorias de los esfuerzos varían durante las etapas de la construcción, llenado o sismo por lo que los módulos de rigidez y resistencias al corte son distintos en las diferentes etapas de carga aun para un sólo material. A diferencia del concreto o acero, los materiales térreos igualmente tienen una característica peculiar en que la presión de confinamiento a que está sujeto el material influye de manera determinante en su comportamiento. A fin de incluir estos aspectos, se han desarrollado modelos elastoplásticos

dinámicos. Como las arcillas y las arenas tienen características peculiares propias, los modelos han sido desarrollados por separado para cada tipo de material, aunque recientemente existe la tendencia de establecer modelos unificados.

La compactación dinámica se refiere a que el acomodo de las partículas de suelo bajo cargas dinámicas se traduce en una reducción de volumen. Cuando el suelo está totalmente saturado, la tendencia hacia la compactación dinámica en el suelo hace que se genere el exceso en la presión de poro y el material pierde parcial o totalmente su resistencia al corte, exhibiendo el fenómeno de pérdida de resistencia. La compactación dinámica y pérdida de resistencia tienen, por lo tanto el mismo origen y son manifestaciones distintas dependiendo de las condiciones de saturación y drenaje. Las cargas sísmicas producen esfuerzos cortantes en el suelo; si este se considera elástico lineal, aunque la carga por cortante no debe generar cambio de volumen. Como el suelo no es un material que cumple dicha hipótesis, la carga por cortante genera cambios de volumen. En otras palabras, los suelos sueltos sufren reducción de volumen (contracción) y los suelos compactos experimentan un aumento de volumen (dilatación). Los fenómenos de compactación dinámica o pérdida de resistencia se presentan en los suelos contractivos.

Tabla 12.13 Desempeño sísmico de la presa de enrocamiento con cara de concreto  
Cogoti, Altura: 85m, Talud aguas arriba: 1.4:1, Talud aguas abajo: 1.5:1

Fecha	Epicentro	Magnitud Richter	Distancia horizontal desde el epicentro (km)	Profundidad (km)	Intensidad Mercalli	Acel <sub>max</sub> en el sitio de la presa, (%g estimada)	Desempeño
4-04-43	Illapel	7.9	89	33	9 – 10	0.19	Asentamiento de 40cm La losa sobresalió pero sin que se presentaran daños
28-03-65	La Ligua	7.1	153	61	7 – 8	0.04	Sin asentamiento
8-07-71	Papudo-Zapallar	7.5	165	60	8	0.05	Sin asentamiento
3-04-85	Llolleo-algarrobo	7.7	280	15	10 – 11	0.03	Sin asentamiento
15-10-97	Ovalle	6.8	80	56	7 – 8	0.08	Sin asentamiento

### 3.12.8.2 Modelo elastoplástico

Las presas de enrocamiento con cara de concreto y de materiales graduados con corazón impermeable delgado han sido analizadas usando los modelos elastoplásticos. Es importante por lo tanto revisar el desempeño sísmico de estas presas.

Un reporte reciente (Alemán, 2006) presentó los resultados de una visita de campo de varias presas sudamericanas que cuenta con una cara de concreto y que han estado sujetas a excitaciones sísmicas. Los datos recabados durante esta visita mostraron un excelente desempeño sísmico en este tipo de cortinas. En Japón, también se reportó la cortina Manase de enrocamiento con cara de concreto, que ha estado sujeta a sismos severos. Los principales problemas que se presentaron son de asentamientos y movimientos laterales. La losa de concreto por lo general tiene un desempeño

adecuado aunque se espera la presencia de agrietamientos en las juntas y en los bloques de la losa, y por consiguiente un aumento de filtraciones. En la zona del parapeto, es donde se pueden presentar los daños más notables. En las tablas 12.13 a 12.17 se enlistan las observaciones de estas presas.

Tabla 12.14 Desempeño sísmico de la presa Colbum de enrocamiento con cara de concreto, Altura: 116m, Talud aguas arriba: 1.6:1, Talud aguas abajo: 1.5:1

Fecha	Epicentro	Magnitud Richter	$Acel_{max}$ en el sitio, (en %g estimada)	$Acel_{max}$ en la corona, (en %g estimada)	Desempeño
15-10-97	Ovalle	6.8	0.20	0.40	No daños

Tabla 12.15 Desempeño sísmico de la presa Puclaro de enrocamiento con cara de concreto, Altura: 106m, Talud aguas arriba: 1.5:1, Talud aguas abajo: 1.6:1

Magnitud Richter	$Acel_{max}$ en el sitio, (en %g estimada)	Desempeño
Menor de 6	Menor de 0.10	No daños

Tabla 12.16 Desempeño sísmico de la presa Minase, Japón, de enrocamiento con cara de concreto, Altura: 67 m,

Fecha	Epicentro	Magnitud Richter	$Acel_{max}$ en el sitio de la presa, (en %g estimada)	Desempeño
1964	-	7.5	0.08	Las juntas ligeramente dañadas, agrietamiento del pavimento de la corona, asentamiento de 61 mm, desplazamiento horizontal de 40 mm, El aumento de gasto de 90 l/s a 220 l/s
1969	Oga	6.9	-	Asentamiento de 7 mm
Otros sismos	-	6.2-7.9	-	No nuevos daños

Tabla 12.17 Desempeño sísmico de presas de enrocamiento

Presa	Altura (m)	Ubicación	Fecha	Magnitud	Daños
Oroville	230	California, EUA	1975	5.7	Asentamiento de 10 mm, movimiento aguas debajo de 150 mm
El Infiernillo	148	Michoacán, México	1979	7.6	Asentamiento de 130 mm
La Villita	60	Michoacán, México	1979	7.6	Asentamiento de 50 mm
Austrian	56	California, EUA	1989	7.1	Asentamiento de 300 mm, grietas profundas
Miboro	131	Japón	1961	7	Asentamiento de 30 mm, movimiento aguas debajo de 50 mm
Malpaso	70	Perú	1938	N/D	Asentamiento de 78 mm, movimiento aguas debajo de 51 mm
Malpaso	70	Perú	1958	N/D	Asentamiento de 32 mm, movimiento aguas debajo de 58 mm



### 3.12.8.3 Modelo no lineal directo

Las presas con materiales con o sin pérdida de resistencia han sido analizadas usando estos modelos. La tabla 12.18 presenta el desempeño de las presas de tierra incluyendo aquellas que han sufrido pérdidas de resistencia.

Tabla 12.18. Desempeño sísmico de presas de tierra.

Presa	Altura (m)	Ubicación	Fecha	Magnitud (M)	Daños
Barahona (presa de jales)	63	Chile	1928	8.0	Falla catastrófica, 54 muertos
El Cobre (presa de jales)	32 a 35, 19	Chile	1965	7 a 7.25	2 presas destruidas, 200 muertos
Cerro Negro (presa de jales)		Chile	1965	7 a 7.25	1 presa fallada
La Marquesa y La Palma	10 10	Chile	1985	7.8	2 presas falladas, 176 de daños mayores y 16 de daños menores
San Andrea	32	California, EUA	1906	8.25	Agrietamiento longitudinal, agrietamiento transversal en empotramientos
Upper Cristal Springs	26	California, EUA	1906	8.25	2.4 m de movimiento offset en la presa
Sheffield	8	California, EUA	1925	6.3	Falla total
Hebgen	35	Montana, EUA	1959	7.5 a 7.8	Asentamiento de 1.2 m, Seich sísmico
Lower San Fernando	40	California, EUA	1971	6.6	Asentamiento en la corona de 8.5 m
Upper San Fernando	24	California, EUA	1971	6.6	Asentamiento en la corona de 900 mm, movimiento aguas debajo de 1.5 m
Paiho (principal)	66	China	1976	7.8	Grande deslizamiento, 330 presas de la región dañadas
Douhe	22	China	1976	7.8	Agrietamiento longitudinal
Masiway	25	Las Filipinas	1990	7.7	Asentamiento en la corona de 1 m, y agrietamientos longitudinales
Ono	37	Japón	1923	8.3	Asentamiento en la corona de 250 mm, fisuras profundas adyacentes al muro corazón
76 Terraplenses	1.5 a 18	Japón	1939	6.6	12 presas destruidas, 40 fallas de talud
Chatsworth	11	EUA	1930	N/D	Agrietamiento, filtración
Earlsburn	6	Scotland	1839	4.8	Falla completa

#### 3.12.8.4 Modelo elastoplástico avanzado

Los modelos elastoplásticos avanzados deben incluir los siguientes aspectos:

- Superficies de fluencia y falla que pueden ser Von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb o Drucker-Prager
- Leyes de endurecimiento y ablandamiento
- Condición de consistencia para endurecimiento por deformación
- Densificación
- Criterios de carga y descarga
- Anisotropía y
- Movilidad cíclica

Según los modelos elastoplásticos convencionales, la superficie de fluencia separa el comportamiento elástico del elastoplástico. El estado de esfuerzos correspondiente al primer comportamiento se encuentra dentro de la superficie de fluencia, mientras el estado elastoplástico está ubicado sobre la misma superficie. Según esta lógica, para las trayectorias de esfuerzo que no rebasan la superficie de fluencia, no debe presentarse deformaciones no recuperables. Sin embargo, en los suelos se exhiben comportamientos no recuperables durante ciclos de carga, descarga y recarga. Es por ello que la mayoría de los modelos elastoplásticos convencionales no son capaces de modelar la acumulación de deformaciones volumétricas o exceso en la presión de poro. Los modelos avanzados se caracterizan precisamente por su capacidad de superar tales deficiencias. Entre los desarrollos de este tipo se han introducido conceptos como superficie de plasticidad de frontera y superficie de fluencia cinemática (Potts y Zdravkovic, 1999).

# **SECCIÓN 3.13**

## **AISLAMIENTO SÍSMICO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA**

**INDICE**

3.13.1	ALCANCE .....	238
3.13.2	SISTEMAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO .....	238
3.13.2.1	Disposiciones generales .....	238
3.13.2.2	Criterios de diseño .....	238
3.13.2.2.1	Generalidades .....	238
3.13.2.2.2	Características deseables del sistema de aislamiento .....	239
3.13.2.2.3	Estructuras en las que se recomienda el uso de aisladores .....	240
3.13.2.2.4	Niveles de protección del sistema de aislamiento .....	240
3.13.2.2.5	Procedimiento de diseño .....	241
3.13.2.2.6	Tipos de comportamiento de los dispositivos de aislamiento .....	241
3.13.2.3	Aisladores de hule natural .....	241
3.13.2.3.1	Apoyos laminados de hule (ALH) .....	241
3.13.2.3.1.1	Rigidez lateral .....	242
3.13.2.3.1.2	Amortiguamiento viscoso .....	242
3.13.2.3.1.3	Factor de forma .....	242
3.13.2.3.1.4	Rigidez vertical .....	243
3.13.2.3.1.5	Deformaciones límite .....	243
3.13.2.3.1.6	Capacidad de carga contra el pandeo .....	243
3.13.2.3.2	Apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP) .....	243
3.13.2.3.2.1	Rigidez lateral .....	243
3.13.2.3.2.2	Fuerza de autocentrado .....	243
3.13.2.3.2.3	Capacidad de carga contra el pandeo .....	243
3.13.2.4	Aisladores deslizantes (AD) .....	243
3.13.2.4.1	Aislamiento con sistemas deslizantes PTFE .....	245
3.13.2.5	Métodos de análisis .....	246
3.13.2.5.1	Modelo lineal equivalente .....	246
3.13.2.5.1.1	Limitaciones del modelo .....	247
3.13.2.5.1.2	Rigidez efectiva ( $k_{ef}$ ) .....	247
3.13.2.5.1.3	Amortiguamiento efectivo ( $\zeta_{ef}$ ) .....	247
3.13.2.5.1.4	Influencia de la carga axial .....	248
3.13.2.5.2	Análisis estático lineal (AEL) .....	249
3.13.2.5.2.1	Limitaciones .....	249
3.13.2.5.2.2	Características del AEL .....	249
3.13.2.5.3	Análisis dinámico modal (ADM) .....	250
3.13.2.5.3.1	Limitaciones .....	250
3.13.2.5.3.2	Características del ADM .....	250
3.13.2.5.4	Análisis estático no lineal (AENL) .....	251
3.13.2.5.4.1	Limitaciones .....	251
3.13.2.5.4.2	Características del AENL .....	252
3.13.2.5.4.3	Control de los desplazamientos o fuerzas .....	252
3.13.2.5.5	Análisis paso a paso (APAP) .....	253
3.13.3	SISTEMAS CON DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA .....	253

---

3.13.3.1	Disposiciones generales .....	253
3.13.3.2	Criterios de diseño .....	253
3.13.3.2.1	Diseño del conjunto estructura-disipador .....	255
3.13.3.2.3	Efectos bidireccionales.....	256
3.13.3.3	Dispositivos dependientes del desplazamiento.....	256
3.13.3.3.1	Amortiguamiento del sistema estructura-disipador .....	257
3.13.3.4	Dispositivos dependientes de la velocidad.....	257
3.13.3.4.1	Dispositivos de sólidos viscoelásticos.....	257
3.13.3.4.2	Dispositivos de fluidos viscoelásticos.....	258
3.13.3.4.3	Dispositivos de fluidos viscosos .....	258
3.13.3.5	Métodos de análisis.....	260
3.13.3.5.1	Análisis estático lineal (AEL) .....	260
3.13.3.5.2	Análisis dinámico modal (ADM) .....	261
3.13.3.5.3	Análisis estático no lineal (AENL) .....	261
3.13.3.5.4	Análisis paso a paso no lineal (APAP) .....	261
3.13.4	REQUISITOS COMPLEMENTARIOS.....	262
3.13.4.1	Colocación, inspección y mantenimiento .....	262
3.13.4.2	Características y anclajes de los dispositivos .....	262
3.13.4.3	Verificación experimental .....	262
3.13.4.3.1	Ensayes en sistemas de aislamiento sísmico .....	262
3.13.4.3.2	Ensayes en dispositivos disipadores de energía .....	262

### 3.13.1 ALCANCE

Las recomendaciones del presente Manual se limitan a los aisladores y disipadores de energía que tienen mayores posibilidades de ser utilizados en los próximos años en México. Los dispositivos incluidos en el Manual son los más fáciles de construir y adaptar a las obras que se construyen el país, son los más económicos y han mostrado un desempeño adecuado en las construcciones en que se han instalado.

### 3.13.2 SISTEMAS CON AISLAMIENTO SÍSMICO

#### 3.13.2.1 Disposiciones generales

Las recomendaciones inician con algunas pautas que deben tenerse en cuenta para la elección más apropiada del sistema de aislamiento. Posteriormente se presentan las ecuaciones básicas para el diseño de cada uno de los sistemas contemplados en el Manual. Las recomendaciones están enfocadas a los criterios generales, permitiendo al diseñador desarrollar su creatividad y capacidad dentro de las limitaciones impuestas.

#### 3.13.2.2 Criterios de diseño

##### 3.13.2.2.1 Generalidades

El aislamiento sísmico consiste fundamentalmente en apoyar la estructura sobre una base suficientemente flexible, que filtra las frecuencias altas del movimiento y alarga el periodo natural de vibración de la estructura. Si además, el aislador esta equipado con un disipador de energía, como en el caso de los apoyos laminados con un elemento de plomo insertado en el centro (ALNP), la mayor parte de la energía se disipa en el elemento aislador-disipador, en vez de hacerlo a través del daño estructural de los elementos que constituyen la estructura, lo que incrementa la eficiencia del sistema.

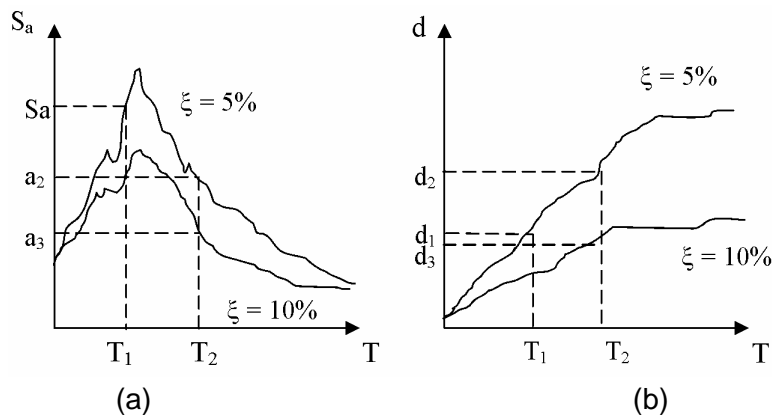


Figura 13.1. Respuesta para un sistema sin aisladores, con aisladores y con un sistema aislador-disipador.

Para espectros de respuesta que tengan periodos dominantes cortos, el incremento del periodo que se obtiene con un aislador de base resulta altamente benéfico, como se muestra esquemáticamente en la figura 13.1(a), en donde se observa que la pseudoaceleración  $S_{a1}$ , para la estructura sin aislar, se reduce al valor  $S_{a2}$ , correspondiente a la misma estructura con aisladores. Debe tenerse en cuenta, que esta disminución conlleva un aumento en los desplazamiento del sistema, tal como se observa

en la figura 13.1(b), en la que el desplazamiento de la estructura aislada  $d_2$ , es mayor que el de la estructura sin aisladores  $d_1$ . El uso combinado de un aislador con un disipador de energía, mejora los resultados anteriores. En la figura 13.1 se observa que la pseudoaceleración se reduce al valor  $S_{a3}$ , si el amortiguamiento viscoso equivalente se incrementa del 2 al 10%, y los desplazamientos  $d_3$ , pueden incluso resultar menores que los correspondientes a la estructura sin aisladores.

Debe tenerse en cuenta que el incremento del periodo de la estructura que se logra cuando se emplea aislamiento de base, puede ser un inconveniente si la energía del sismo se concentra en la región de periodos largos. Esta situación se presenta en depósitos profundos de suelo arcilloso con altos contenidos de agua, en los que las múltiples reflexiones y refracciones de las ondas a través de los diferentes estratos de suelo, concentran la energía en las frecuencias bajas del movimiento, como en el caso de zona de terreno blando del Distrito Federal, donde se presentan periodos del suelo de dos o más segundos. Una alternativa inmediata para estos casos, es el incremento del periodo de la estructura hasta tres o cuatro segundos, aumentando la flexibilidad de la base, sin embargo, esto da lugar a la aparición de grandes desplazamientos que probablemente serían inaceptables. Otra situación en la que puede resultar impráctico el uso de los aisladores de base, es en el caso de estructuras ubicadas en zonas cercanas a fallas sísmicas potenciales, donde los registros sísmicos muestran la existencia de pulsos de velocidades muy grandes, y pocas oscilaciones, que reducen la capacidad de disipar la energía histerética.

De todos los sistemas de control de vibraciones que se aplican en Ingeniería Civil, el aislamiento de base es el más usado. El gran potencial que se vaticina para su aplicación masiva ha alentado a un gran número de empresas e investigadores a diseñar y adaptar diferentes tipos de aisladores, que se patentan y comercializan rápidamente, ofreciendo al diseñador una gran variedad de dispositivos con ventajas específicas, pero también con limitaciones y desventajas que deben conocerse detalladamente antes de su aplicación.

Actualmente, la mayor parte de los aisladores de base que se emplean incorporan los apoyos laminados de hule, principalmente los apoyos de hule con núcleo de plomo (ALNP). Cabe aclarar que los apoyos que se han usado con mayor frecuencia son de hule natural (Buckle *et al*, 2006). Los apoyos de hule sintético que se usan en puentes para permitir las deformaciones por temperatura y reología, tienen una menor capacidad de deformación última a cortante, lo que puede ser una limitante para los niveles de deformación que se exigen a los aisladores de base, por lo que las especificaciones propuestas se enfocan a los apoyos de hule natural. Otra variante muy usada la constituyen los apoyos deslizantes, en los que la superficie de deslizamiento es en muchos casos de teflón y acero inoxidable. Algunos sistemas combinan los apoyos deslizantes con los apoyos de hule.

### **3.13.2.2.2 Características deseables del sistema de aislamiento**

Para seleccionar un sistema de aislamiento debe considerarse la capacidad del sistema para modificar el periodo de vibración de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros. Se recomienda que el incremento del periodo sea de tres veces el periodo de la estructura apoyada sobre base fija para lograr un aislamiento eficiente. Esta condición debe ser tomada como una guía, ya que son muchos los parámetros que intervienen en mejorar la eficiencia de un sistema de aislamiento, por lo que la mejor solución debe estudiarse caso por caso.

El incremento en los desplazamientos puede compensarse con un adecuado incremento en el amortiguamiento del sistema. Es por ello que los sistemas de aislamiento en la actualidad prácticamente no se conciben sin la adición de un elemento que contribuya a disipar la energía del sismo (Jara, Jara y Casas 2006). Esto se logra mediante la inserción de elementos adicionales o mediante la combinación de aisladores y disipadores de energía. Los apoyos ALNP y los de hule de alto amortiguamiento son ejemplos de aisladores con un mecanismo de disipación integrado en un solo dispositivo. El uso de disipadores como los amortiguadores de tipo viscoso, los amortiguadores por extrusión de plomo, o los apoyos deslizantes, se combinan con frecuencia con apoyos de hule para lograr un sistema de aislamiento y disipación de energía.

También es necesario verificar que la rigidez elástica del sistema estructura – disipador sea lo suficientemente grande para evitar los desplazamientos excesivos bajo condiciones de servicio, como pueden ser los que se presentan durante la acción de sismos moderados, efectos del viento, cargas vivas, entre otros.

Si los aisladores sirven de apoyo a la estructura, como sucede en la mayor parte de los casos, debe vigilarse que tengan la resistencia y rigidez necesaria para soportar las acciones permanentes y accidentales sin sufrir deformaciones excesivas.

Es importante que el sistema de aislamiento cuente con un mecanismo que le permita regresar a su posición inicial una vez terminado el movimiento. De esta manera se evita la necesidad de regresar a la estructura a su posición inicial una vez que haya cesado el movimiento. Por otro lado, si el sistema no cuenta con una capacidad de auto centrado, su posición durante el movimiento puede afectar la respuesta y el comportamiento esperado del sistema. Las normas AASHTO (2004), recomiendan que el sistema tenga una fuerza de recuperación tal que el periodo calculado con la rigidez tangente correspondiente al desplazamiento de diseño sea menor que 6 s.

Finalmente, es importante verificar que el comportamiento del aislador no se vea afectado por las condiciones ambientales y del entorno durante su vida útil.

#### **3.13.2.2.3 Estructuras en las que se recomienda el uso de aisladores**

Las recomendaciones que se establecen tienen como objeto primordial evitar que el sistema de aislamiento que se pretenda instalar en una estructura, conduzca a sistemas estructurales que se encuentren en condiciones más desfavorables que las que tendría si no se hubiera adicionado un sistema de aislamiento. O bien, que las ventajas que pudieran lograrse con la estructura aislada no sean lo suficientemente atractivas como para invertir en un sistema de aislamiento. Esta condición se presenta básicamente cuando la relación entre los periodos dominantes de la respuesta de la estructura con aislamiento queda comprendida en la región del espectro en la que se concentra la energía sísmica.

#### **3.13.2.2.4 Niveles de protección del sistema de aislamiento**

La selección de la protección de la estructura depende fundamentalmente del nivel de desempeño deseado. La selección del nivel de protección impacta en el costo directo del sistema de aislamiento y en los costos esperados de daños a futuro. Según un estudio realizado por Mayes *et al*, (1992), en el aislamiento sísmico total de puentes, se alcanzan reducciones del costo del orden de un 10% en promedio, comparado con el costo de una estructura sin aislamiento.



### **3.13.2.2.5 Procedimiento de diseño**

Dada la poca experiencia que se tiene en el uso, diseño y comportamiento de los sistemas de aislamiento de base y disipación de energía durante sismos intensos, y a la frecuente aparición de nuevos dispositivos de control, las normas de aislamiento sísmico de diversas partes del mundo, exigen la realización de pruebas experimentales antes de su uso en una estructura. Por otro lado, como el funcionamiento de los dispositivos de aislamiento se basa en los niveles de desplazamiento que experimentan durante el movimiento sísmico, mismos que no se conocen a priori, los procedimientos de análisis y diseño son iterativos.

En vista de estas condiciones, se propone que los procedimientos de análisis y diseño se realicen en dos etapas: en la primera etapa se diseñan los dispositivos con base en características típicas o valores recomendados por el fabricante; en una segunda etapa, conocidas las propiedades reales de los dispositivos que serán empleados en la construcción, se realiza el análisis y diseño definitivo del sistema.

### **3.13.2.2.6 Tipos de comportamiento de los dispositivos de aislamiento**

La tabla 13.1 de las recomendaciones fue adaptada de Skinner *et al*, (1993). En ella se presentan, en forma simplificada, las características de comportamiento de los sistemas de aislamiento más comunes. El único dispositivo que tiene rigidez y amortiguamiento lineales es el apoyo laminado de hule (ALH); sin embargo, y a pesar de la experiencia adquirida en su empleo como apoyo en el diseño de puentes, su nivel de amortiguamiento es muy bajo (5%), lo que limita su eficiencia para el control de los desplazamientos durante un sismo.

Las propuestas que se han realizado para mejorar la capacidad de disipación de energía de estos apoyos, algunas de ellas con gran aceptación en la práctica, como es el caso de los ALNP, no han logrado producir un sistema totalmente lineal. En los apoyos tipo péndulo es conveniente adicionar un elemento disipador de energía. Los amortiguadores lineales de tipo viscoso tienen como inconvenientes su alta dependencia de la temperatura, el nivel de mantenimiento que requieren, y la dificultad de obtenerlos en un tamaño apropiado.

### **3.13.2.3 Aisladores de hule natural**

#### **3.13.2.3.1 Apoyos laminados de hule (ALH)**

Los apoyos laminados de hule (ALH) consisten en placas delgadas de hule natural que son vulcanizadas y reforzadas con placas de acero. Las placas de acero proveen la capacidad de carga vertical y la rigidez del aislador, y protegen del pandeo lateral al hule. La flexibilidad horizontal es provista por la deformación por cortante del hule, que no debe estar restringido a la deformación en la dirección de las placas de acero. El hule es confinado por placas de acero que permiten el montaje y una conexión firme, con la cimentación en su parte inferior y con la superestructura en su parte superior. El mecanismo de disipación de energía se basa en las propiedades inherentes de amortiguamiento del hule. Los apoyos de hule requieren de un mantenimiento mínimo, ya que no contienen partes móviles ni componentes susceptibles a la corrosión.

Se deben establecer las propiedades de la respuesta fuerza-deformación de los ALH tomando en consideración la interacción fuerza axial-cortante, deformaciones bilaterales, historia de carga

incluyendo los efectos de envejecimiento, temperatura, y otras cargas ambientales y elementos que afectan el periodo de la vida útil del aislador.

Otra consideración en el diseño de estructuras sísmicamente aisladas con ALH es la reducción en la altura del hule con el incremento lateral de la deformación. Aunque esta reducción en la altura normalmente es pequeña, debe ser considerada cuando se combinan los sistemas de aislamiento, principalmente con otros elementos que son verticalmente rígidos (tales como aisladores de placas deslizantes). Además, se pueden presentar incompatibilidades en los desplazamientos verticales debido a la redistribución de las cargas.

#### **3.13.2.3.1.1 Rigidez lateral**

Los ALH deben ser flexibles bajo esfuerzos cortantes, y resistentes y rígidos para soportar la carga vertical. Las propiedades del apoyo pueden ser controlados por las propiedades de la sección del hule que lo compone y de la geometría del apoyo. Los apoyos de hule deben diseñarse lo suficientemente grandes para que efectivamente sirvan de apoyo, con un factor de seguridad apropiado, con la máxima carga vertical esperada o la carga de servicio considerada, y en su diseño se debe contemplar los máximos desplazamientos horizontales. Las fuerzas verticales son transmitidas a través del área efectiva del apoyo debido a la deformación. Las placas de acero intercaladas en el hule ayudan a resistir el pandeo bajo esfuerzos de compresión. El espesor de las placas de acero y el espesor del hule determinan la rigidez vertical del apoyo. La capacidad de carga vertical del apoyo incrementa cuando el espesor de las láminas de hule se reduce. La altura total del hule es determinada por la flexibilidad horizontal requerida tomando en cuenta las propiedades mecánicas del hule (Konodromos, 2000).

El diseñador debe garantizar que las propiedades mecánicas y de amortiguamiento del aislador permanezcan constantes durante toda su vida útil. Bajo condiciones normales los ALH que fueron usados en puentes por más de un siglo muestran que su periodo de vida esperado es de al menos cien años; sin embargo, pruebas recientes en este tipo de apoyos muestran cierto endurecimiento, lo que se debe al envejecimiento. Tal endurecimiento no causa un incremento importante en las fuerzas que son transmitidas a la superestructura. El hule que se usa en la manufactura de los apoyos se caracteriza por su habilidad para recuperar su configuración original y sus dimensiones cuando se descarga.

#### **3.13.2.3.1.2 Amortiguamiento viscoso**

El hule natural exhibe un comportamiento mecánico complejo, que puede describirse como una combinación del comportamiento viscoelástico e histerético. Aunque el comportamiento del hule es no lineal, se usa un análisis elástico lineal para el diseño de los apoyos de hule. Los apoyos de hule natural con bajo amortiguamiento presentan esencialmente un comportamiento elástico lineal para grandes deformaciones por cortante. El amortiguamiento efectivo normalmente es menor o igual a 0.07 para deformaciones por cortante en el intervalo de 0.0 a 2.0.

#### **3.13.2.3.1.3 Factor de forma**

El factor de forma,  $S_i$ , se define como la relación del área del hule confinada por las placas de acero de refuerzo y el área de su superficie libre. Este factor tiene influencia en el desplazamiento vertical, conforme  $S_i$  aumenta, la rigidez vertical disminuye.

#### **3.13.2.3.1.4 Rigidez vertical**

Cuando el módulo de compresibilidad efectivo,  $E_c$ , es más grande que el módulo de compresibilidad,  $E_{\infty}$ , entonces para calcular la rigidez vertical, debe incluirse la deformación vertical debida al módulo de compresibilidad dividiendo  $E_c$  entre:  $(E_c / E_{\infty})$ . Los efectos del módulo de compresibilidad,  $E_{\infty}$ , deben ser incluidos cuando la rigidez vertical se usa para el cálculo de las deformaciones verticales en el apoyo, pero no para estimar las deformaciones por cortante debido a las cargas verticales.

La capacidad de carga vertical se calcula sumando todas las deformaciones por cortante en el hule debido a todas las fuentes que la producen. La deformación total está limitada por la elongación máxima a la rotura del hule dividida entre el factor de seguridad apropiado para la condición de carga.

#### **3.13.2.3.1.5 Deformaciones límite**

Las deformaciones límite que se proponen son las que se especifican en las normas AASHTO. Existe incertidumbre en cuanto al valor del módulo de compresibilidad del hule,  $K_{\infty}$ , que varía entre 1,000 y 2,000 MPa. Las normas AASHTO (2004) recomiendan un valor de 1,500 MPa.

#### **3.13.2.3.1.6 Capacidad de carga contra el pandeo**

Un apoyo de hule formado por varias capas puede ser susceptible a inestabilidad por pandeo de manera similar que una columna ordinaria, pero dominada por la baja rigidez a cortante del apoyo. En su análisis se considera el apoyo como una viga, y las deformaciones se suponen de tal manera que las secciones planas normales al eje central sin deformar permanecen planas, pero no necesariamente normales al eje de deformación. La teoría de pandeo de apoyos de hule fue establecida por Haringx en 1947, considerándolos con características mecánicas de resortes helicoidales y cubiertos por hule.

#### **3.13.2.3.2 Apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP)**

Sin comentarios

##### **3.13.2.3.2.1 Rigidez lateral**

Sin comentarios

##### **3.13.2.3.2.2 Fuerza de autocentrado**

Sin comentarios

##### **3.13.2.3.2.3 Capacidad de carga contra el pandeo**

Sin comentarios

#### **3.13.2.4 Aisladores deslizantes (AD)**

Desde el punto de vista sísmico, los sistemas de aislamiento deslizante tienen como principal objetivo el desacoplar el movimiento lateral de una estructura del movimiento de su cimentación, mediante la colocación de un dispositivo entre ambos que permita el deslizamiento.

Los sistemas deslizantes se han utilizado desde hace mucho tiempo en los puentes vehiculares para permitir el libre movimiento de la superestructura por efecto de cambios de temperatura. Muchos de ellos son apoyos de acero con superficies de teflón y son también conocidos como apoyos PTFE

(politetrafluoretileno). Este polímero tiene propiedades que lo hacen atractivo para su uso en sistemas de aislamiento debido fundamentalmente a su bajo coeficiente de fricción, su impermeabilidad y que además bajo temperaturas extremas no se modifican sus propiedades mecánicas.

El comportamiento lateral de estos aisladores queda regido por la fricción entre la estructura y los balines de soporte. Una vez superada la fuerza de fricción estática, el movimiento de la estructura corresponde al equilibrio dinámico bajo las acciones sísmicas con la fuerza de fricción dinámica que se produce entre las superficies en contacto. Cuando existe buena lubricación entre la superficie de la placa de acero y los balines, se logra que la fuerza de fricción sea despreciable y que el aislamiento sea más efectivo.

En el cálculo de la fuerza normal sobre sistemas de aislamiento planos el radio de curvatura es infinito, de manera que la fuerza restitutiva desaparece. En este caso, el comportamiento del aislador es rígido-plástico con pendiente nula en la zona plástica (figura 13.2). Para aisladores con superficie esférica como el propuesto por Zayas *et al*, (1990), el radio de curvatura es constante originando una fuerza restitutiva lineal y un comportamiento histerético rígido-plástico con una pendiente en la zona plástica que es función del radio de curvatura (figura 13.3).

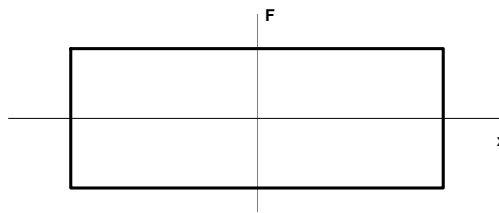


Figura 13.2 Comportamiento histerético de un aislador deslizante con superficie horizontal.

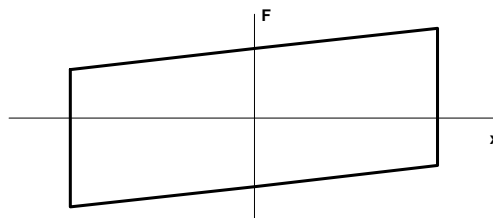


Figura 13.3 Comportamiento histerético de un aislador deslizante con superficie esférica

En sistemas de aislamiento deslizantes sin lubricar, el coeficiente de fricción depende fundamentalmente de la composición del material de la superficie de interfase, del esfuerzo de contacto y de la velocidad de deslizamiento. Además de los valores recomendados en este documento para superficies de acero inoxidable en contacto con materiales compuestos con PTFE, se pueden utilizar también los valores recomendados por Constantinou *et al*, (1993), y Soong y Constantinou (1994).

Una de las primeras aplicaciones de un sistema de aislamiento deslizante fue el desarrollado por González (1964). El sistema consiste en apoyar la edificación sobre placas de acero que a su vez descansan sobre balines de acero limitados por un anillo de acero. Estos balines se apoyan a su vez en otra placa de acero que se conecta rígidamente a la cimentación. Al ocurrir un movimiento sísmico,

la estructura se desliza sobre los balines desacoplando su movimiento del movimiento del terreno. Una de las desventajas de este sistema es la carencia de un sistema que proporcione una fuerza restitutiva que regrese la estructura a su posición inicial cuando finaliza el movimiento sísmico. Un sistema similar con control de desplazamiento se describe en Anderson (1990); este dispositivo es también compuesto por balines de acero pero incorpora adicionalmente una estructura de soporte que proporciona disipación de energía a través de la fluencia de algunos elementos. Para su correcto funcionamiento, es necesario que estos sistemas cuenten con un sistema de auto-centrado y que se utilicen en combinación con alguno de los dispositivos descritos en la sección 3.13.3, para incrementar también su capacidad de disipación de energía.

#### 3.13.2.4.1 Aislamiento con sistemas deslizantes PTFE

Durante el desarrollo de sistemas deslizantes se han estudiado diversos materiales que se emplean en las superficies de contacto. De acuerdo con diversos estudios, para evitar problemas de corrosión es recomendable no utilizar conjuntamente acero estructural con: bronce, latón, cobre, aluminio o cromo.

Los valores de coeficientes de fricción recomendados para superficies de PTFE que aparecen en la tabla 13.4 de las recomendaciones son los propuestos en el estudio de Stanton *et al*, (1993).

Con la finalidad de proporcionar a los aisladores deslizantes de un sistema que regrese a su posición de equilibrio inicial a la estructura, se han propuesto dispositivos que por su geometría proporcionan naturalmente una fuerza restitutiva al sistema estructural. Uno de los más utilizados en la actualidad es el llamado péndulo de fricción (Zayas, *et al*, 1990 y Bozzo *et al*, 1990). Consiste en una superficie cóncava de acero anclada a la cimentación sobre la cual se desliza la estructura, lo que implica que ésta se mueve verticalmente al desplazarse lateralmente. El material con que se fabrica es acero, en la zona cóncava de deslizamiento cromo y en la articulación central un polímero del tipo PTFE. Por la geometría del aislador, el periodo no depende de la carga vertical aplicada y su rigidez es directamente proporcional a la carga lo que hace que la torsión provocada por concentraciones de masa en la estructura disminuyan en el nivel de aislamiento. El sistema combina en un solo elemento la flexibilidad y disipación de energía que caracterizan a un sistema de aislamiento, en un elemento compacto de acero. Cuando el apoyo se activa durante un sismo, el dispositivo se mueve sobre una superficie cóncava, originando que la estructura de soporte experimente pequeños movimientos semejantes a los de un péndulo. La fuerza de fricción dinámica que se genera durante el movimiento proporciona el amortiguamiento necesario para absorber la energía del sismo. Su comportamiento histerético corresponde al de un material rígido cuando no se ha vencido la fuerza de fricción y proporcional a la rigidez lateral cuando la demanda de fuerza lateral supera la fuerza de fricción del dispositivo.

La ecuación de equilibrio dinámico cuando no existe amortiguamiento es la correspondiente al movimiento de un péndulo con la masa de la estructura y la longitud del radio de curvatura de la superficie esférica del dispositivo.

Como se observa en la ecuación 13.26, cuando la fuerza de fricción es excedida, la estructura vibra con periodo  $T_d$  que depende únicamente del radio de curvatura de la superficie de deslizamiento. De esta manera el diseño de este tipo de sistemas, que determina su comportamiento lateral, depende de la fricción entre las superficies y del radio de curvatura.

### 3.13.2.5 Métodos de análisis

Dado que la mayor parte de los aisladores y disipadores de energía trabajan en el intervalo no lineal, es recomendable que el análisis dinámico del sistema estructura–aislador considere el comportamiento no lineal, de preferencia mediante el uso de acelerogramas reales que sean representativos del peligro sísmico en el lugar de ubicación de la estructura.

Para elegir el método más apropiado, deberá considerarse el conjunto de características dinámicas del sistema, así como el impacto que puede tener alguna de las variables en su comportamiento general.

El método de análisis más conveniente depende de diferentes factores como son: el tipo de terreno, la presencia de fallas activas cercanas, las características del dispositivo aislador, de las propiedades de la estructura, del tipo de respuesta esperada, de la importancia de la obra y de los niveles de amortiguamiento, entre otros.

Es necesario tener en cuenta que existen diversas condiciones que deben satisfacerse para que los resultados de un modelo simplificado sean representativos de la realidad, por lo que deben conocerse las limitaciones del modelo y saber cuales son los requisitos de aplicación.

Por supuesto, el método para obtener la respuesta no lineal en el tiempo, mediante registros de aceleración reales, puede aplicarse en cualquier caso y es el único aceptable si se desea un aislamiento parcial del sistema, en que se acepta la ocurrencia de daño en los elementos de la estructura.

Las restricciones impuestas al uso de los distintos métodos de análisis conducen a que en la mayor parte de los casos se tenga que recurrir al análisis paso a paso. No obstante, se establecen límites para los elementos mecánicos de diseño que resultan de los análisis dinámicos y análisis no lineales en función de los valores obtenidos con el método lineal. Los límites propuestos tienen como propósito contar con un margen de seguridad contra una posible subestimación de las fuerzas (FEMA 450, 2004). De esta manera, los modelos más refinados servirán para asegurar que el modelo lineal no deja a la estructura en condiciones de inseguridad.

#### 3.13.2.5.1 Modelo lineal equivalente

En los últimos años se han retomado los métodos de análisis lineales equivalentes como resultado del incremento de estructuras equipadas con aisladores y disipadores de energía, con el propósito fundamental de evitar modelos inelásticos complejos. Esto es cierto, principalmente, para dispositivos con relaciones constitutivas bilineales.

A pesar de la capacidad actual de las computadoras y de la disponibilidad de programas de análisis no lineales en el mercado, se reconoce que el tiempo que se requiere para realizar este tipo de análisis y el nivel de conocimientos y tiempo de dedicación por parte del ingeniero de proyecto, son dos limitaciones para el uso extensivo del análisis no lineal en la práctica profesional. Además se acepta que en muchos casos las características del sistema estructural y de su entorno, permiten utilizar métodos de análisis simplificados que conducen a resultados suficientemente precisos. Por tales motivos, se permite utilizar métodos de análisis lineales “equivalentes”, bajo el argumento de que proporcionan resultados semejantes a los que se obtienen con análisis no lineales. En este

contexto, es común el uso de un procedimiento iterativo que fue desarrollado inicialmente por Shibata y Sozen (1976), que se basa en el concepto de estructura equivalente.

Con este método se reemplaza cada elemento no lineal (los dispositivos de aislamiento), por un elemento lineal cuya rigidez y amortiguamiento representan la rigidez y la capacidad de disipación de energía del dispositivo original asociadas a la respuesta máxima del aislador.

El proceso es iterativo debido a que la rigidez efectiva y el amortiguamiento equivalente dependen del nivel de desplazamiento máximo (ductilidad). Como no se conoce *a priori* el desplazamiento máximo del sistema, es necesario suponer un valor al inicio y verificarlo en cada etapa hasta lograr la convergencia entre los desplazamientos de dos ciclos consecutivos. El método es particularmente conveniente para su uso conjunto con un espectro de diseño a través del periodo secante y del amortiguamiento global del sistema.

Como las propiedades de rigidez y amortiguamiento se determinan con base en el desplazamiento máximo que el dispositivo experimenta durante el movimiento, pero no para la historia completa de carga, el modelo puede no ser representativo para estados límite distintos a los de seguridad.

#### 3.13.2.5.1.1 Limitaciones del modelo

La limitación que se establece en algunas normas para aplicar el análisis con la estructura equivalente hasta valores del amortiguamiento de 30%, obedece a la precisión que puede obtenerse con la fórmula de linealización adoptada.

Los parámetros del modelo lineal equivalente han sido propuestos y calibrados para sistemas con comportamiento histerético bilineal tal como el mostrado en la figura 13.3 de las recomendaciones. De manera que en el caso de aisladores o disipadores de energía con comportamientos distintos al histerético bilineal no puede emplearse el modelo lineal equivalente.

Si la rigidez efectiva o los ciclos histeréticos son dependientes del nivel de carga vertical, de los efectos bidireccionales o de la tasa de deformación, el modelo no puede aplicarse directamente.

#### 3.13.2.5.1.2 Rigidez efectiva ( $k_{ef}$ )

La propuesta de la rigidez secante es la que se emplea actualmente con mayor frecuencia para estimar la rigidez efectiva. Este modelo se recomienda en la mayor parte de las normas para estimar los efectos inelásticos en columnas y apoyos histeréticos de puentes y edificios (Chopra 2001; Priestley *et al*, 1996).

#### 3.13.2.5.1.3 Amortiguamiento efectivo ( $\zeta_{ef}$ )

Al igualar la energía disipada por el aislador en un ciclo de deformación de un sistema sometido a una carga armónica, a la energía disipada por un sistema viscoso lineal equivalente, se obtiene la ecuación 13.1, para estimar el amortiguamiento histerético cuando se alcanza la deformación máxima  $d_{max}$  (Chopra, 2001):

$$\xi_{ef} = \frac{E_D}{4\pi E_S} \quad (13.1)$$

donde

$E_D$  es la energía disipada en un ciclo de deformación  
 $E_s$  es la energía de deformación elástica

que se calculan con:

$$E_D = \int_0^{2\pi/\omega} c \dot{d} dx \quad (13.2)$$

$$E_s = k_{ef} d_{max}^2 / 2$$

El porcentaje de amortiguamiento viscoso equivalente  $\zeta_{eq}$  del sistema de aislamiento puede estimarse con la ecuación 13.3.

$$\zeta_{eq} = \frac{\text{área total}}{2\pi \sum k_{max} d_1^2} \quad (13.3)$$

donde

área total es la suma de las áreas de los ciclos de histéresis de todos los aisladores y  
 $k_{max}$  es la rigidez efectiva máxima que se obtenga para los ciclos de histéresis correspondientes al desplazamiento de diseño.

Al sustituir los valores de energía para el aislador histerético bi-lineal de la figura 13.3 de la sección de recomendaciones, se obtiene la ecuación 13.3.

Existen varias ecuaciones para estimar el porcentaje de amortiguamiento equivalente (Jara *et al*, 2006). La propuesta por Hwang y Sheng (1993) conduce a resultados razonables para un amplio nivel de desplazamientos. Si se considera que todos los aisladores tienen las mismas características mecánicas y que el amortiguamiento total es la suma de la contribución del amortiguamiento histerético ( $\zeta$ )<sub>hist</sub> y el amortiguamiento viscoso ( $\zeta$ )<sub>v</sub> (generalmente 5%), la relación de amortiguamiento viscoso equivalente que se obtiene a partir de la curva idealizada fuerza–desplazamiento obtenida por estos autores es:

$$(\zeta)_{eq} = \frac{2(1-\alpha_i) \left(1 - \frac{1}{\mu_i}\right)}{\pi [1 + \alpha_i (\mu_i - 1)]} + (\zeta)_v \quad (13.4)$$

donde

$\alpha_i$  es la relación entre la rigidez inelástica y la rigidez elástica  
 $\mu_i$  es la ductilidad definida como la relación entre el desplazamiento de diseño y el desplazamiento de fluencia

#### 3.13.2.5.1.4 Influencia de la carga axial

Cuando la rigidez efectiva y los ciclos histeréticos dependen del nivel de carga axial, tal y como ocurre en el caso de apoyos deslizantes, será necesario realizar varios análisis para establecer los límites en las propiedades y respuesta esperada de los aisladores. Para tener en cuenta estos efectos se puede seguir el procedimiento aproximado establecido en FEMA 450 (2004), en el que se



acepta que la estructura sobre el sistema de aislamiento es rígida en dirección vertical y en el que se desprecian las fuerzas verticales debidas al volteo.

### **3.13.2.5.2 Análisis estático lineal (AEL)**

#### **3.13.2.5.2.1 Limitaciones**

Dado que el comportamiento de una estructura con aislamiento sísmico es no lineal, el uso de modelos simplificados lineales no se admite para estructuras de especial importancia.

Como este método de análisis hace uso del modelo lineal equivalente, se aplican las mismas restricciones impuestas a dicho modelo.

Los efectos de campo cercano modifican la capacidad histerética de los aisladores, motivo por el que no puede aplicarse el modelo lineal equivalente cuando la estructura se encuentra cerca de una falla activa.

El método lineal equivalente se aplica al sistema de aislamiento por lo que la estructura deberá mantenerse en el intervalo elástico si se desea aplicar el modelo elástico lineal.

Las limitaciones sobre la altura, configuración y el periodo de la estructura aislada tienen que ver con la hipótesis del método estático de que la respuesta se debe fundamentalmente al primer modo de vibrar. Cuando la estructura sobre el sistema de aislamiento es rígida, el periodo de la estructura aislada correspondiente al desplazamiento de diseño es varias veces superior al periodo efectivo de la estructura sobre una base fija, mientras que los desplazamientos de los aisladores considerando la flexibilidad de la superestructura serán aproximadamente los mismos que los desplazamientos de los aisladores suponiendo una superestructura rígida.

Debe tenerse presente que en el método lineal equivalente no se hace ninguna referencia a la posibilidad de un incremento en los desplazamientos y fuerzas debido al efecto de torsión que se produce por la distribución irregular de la rigidez.

#### **3.13.2.5.2.2 Características del AEL**

La rigidez de la estructura debe considerar el nivel de daño en los elementos, por tal motivo, en el caso de un aislamiento total de la estructura, para el que se recomienda el modelo lineal equivalente, puede emplearse la sección sin agrietar. Sin embargo, en caso de que los desplazamientos de los elementos se aproximen a los desplazamientos de fluencia, se propone el uso de secciones agrietadas para estimar la inercia efectiva de los elementos. Pueden emplearse también relaciones como las propuestas por Priestley *et al*, (1996).

La distribución vertical de la fuerza o la configuración deformada del sistema arriba de la interfaz de aislamiento, deberá asemejarse lo más posible al modo fundamental de la respuesta. Así por ejemplo, en el caso de estructuras tipo edificio puede aplicarse la conocida variación propuesta para sistemas convencionales.

$$F_i = \frac{V_s W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (13.5)$$

donde

- $F_i$  es la fuerza lateral equivalente aplicada en el nivel  $i$
- $W_i$  es el peso del nivel  $i$
- $h_i$  es la altura del nivel  $i$
- $n$  es el número total de niveles

La fuerza  $V_s$  será la obtenida arriba del sistema de aislamiento y no será menor que 1.5 veces la requerida para activar completamente el sistema de aislamiento. El límite inferior de  $V_s$  tiene como propósito prevenir la fluencia prematura de los elementos de la superestructura antes de que el sistema de aislamiento esté totalmente en funcionamiento. En el caso de que el sistema de aislamiento pierda su rigidez después de la fluencia (como por ejemplo los apoyos deslizantes planos), FEMA 450 (2004) recomienda que la superestructura se diseñe con una fuerza lateral superior al 50% del nivel de fluencia (50% del nivel de fricción de un apoyo deslizante).

En estructuras en las que no existe un modo predominante de respuesta el modelo lineal equivalente pierde precisión cuando se le compara con modelos no lineales en el tiempo (Calvi y Kingsley, 1995) y por ello se limita su aplicación en estos casos.

### 3.13.2.5.3 Análisis dinámico modal (ADM)

#### 3.13.2.5.3.1 Limitaciones

Al igual que en el caso del método estático lineal, no se admite el uso del análisis dinámico modal en estructuras de especial importancia. Como este método de análisis hace uso del modelo lineal equivalente, se aplican las mismas restricciones impuestas a dicho modelo.

Los efectos de campo cercano modifican la capacidad histerética de los aisladores, motivo por el que no puede aplicarse el modelo lineal equivalente cuando la estructura se encuentra cercana a una falla activa.

El análisis dinámico modal propuesto considera un comportamiento lineal de la estructura arriba del sistema de aislamiento, razón por la cual la estructura deberá mantenerse en el intervalo elástico o con una ductilidad de desplazamiento limitada a un máximo de 1.5.

Las limitaciones sobre la altura, configuración y el periodo de la estructura aislada no se aplican al ADM.

#### 3.13.2.5.3.2 Características del ADM

El análisis dinámico modal es recomendado para estructuras más flexibles que las que pueden analizarse con el modelo elástico lineal. También se aplica en estructuras con una configuración irregular en las que puede presentarse problemas de torsión.

Si se emplean las propiedades de rigidez efectiva y amortiguamiento equivalente, los desplazamientos del sistema de aislamiento obtenidos con el ADM, y por lo tanto la fuerza estimada

en los dispositivos, serán semejantes a los del método elástico en muchos tipos de estructuras. La diferencia fundamental al aplicar el modelo dinámico no se debe a una mejor estimación de la respuesta del sistema de aislamiento sino en el cálculo y distribución de fuerzas en la estructura sobre la interfaz de aislamiento. Con el ADM se estudian modelos más detallados de la superestructura considerando la flexibilidad e irregularidad del sistema.

Dado que los programas de análisis comerciales disponibles en la mayor parte de las oficinas de ingeniería no permiten la selección de porcentajes de amortiguamiento distintos para cada elemento de una estructura, se ha propuesto una corrección al espectro de respuesta como una solución práctica al problema. La propuesta se base en la observación de que el amortiguamiento del sistema de aislamiento sólo es efectivo para los ciclos que involucran la fluencia del dispositivo, lo que corresponde a los periodos de vibración más largos, cercanos al periodo fundamental de vibrar. Los modos superiores no se ven afectados por el amortiguamiento del disipador, de manera que puede emplearse un valor de 5% en estos casos. La figura 13.4 ilustra este concepto.

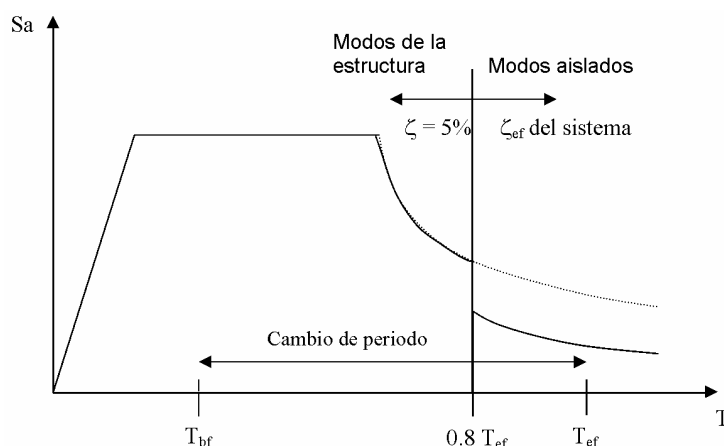


Figura 13.4 Espectro de respuesta modificado para tener en cuenta el amortiguamiento equivalente del sistema de aislamiento

La combinación de los efectos de cada uno de los modos de vibrar puede calcularse con cualquier método reconocido. Si se prefiere puede utilizarse el método de la raíz cuadrada de la suma de la respuesta al cuadrado de cada modo, considerando las limitaciones para su aplicación de igual forma que en el caso de estructuras sin sistema de aislamiento.

Los porcentajes de combinación de las componentes horizontales son los mismos que se sugieren para estructuras sin aislamiento.

### 3.13.2.5.4 Análisis estático no lineal (AENL)

#### 3.13.2.5.4.1 Limitaciones

No se admite el uso del AENL en estructuras de especial importancia, ni en estructuras localizadas cerca de fallas activas pues los efectos de campo cercano modifican la capacidad histerética de los aisladores y de los elementos de la estructura.

En este método se acepta un comportamiento no lineal tanto para los aisladores como para los elementos de la estructura sobre la interfaz de aislamiento. Sin embargo, en el caso de no

linealidades importantes se recomienda el uso de un análisis paso a paso. Por tal motivo se restringe la ductilidad máxima de los elementos de la estructura a 3.0. Los aisladores deberán desarrollar toda su capacidad para el nivel máximo de ductilidad especificado.

El AENL requiere de una configuración desplazada inicial si se desea un control de desplazamientos o de una distribución de la fuerza lateral en caso de un control de fuerzas. En ambos casos la configuración debe reflejar la forma real de desplazamiento del sistema. En el caso de sistemas que responden fundamentalmente con el primer modo de vibrar, las configuraciones requeridas son estimadas con suficiente precisión y los resultados se asemejan a los obtenidos con métodos de análisis más sofisticados. Sin embargo, en caso de que la estructura presente fuertes irregularidades, o con una participación importante en la respuesta de más de un modo de vibrar, los resultados del AENL divergen de los valores que resultan de análisis no lineales en el tiempo. Por esta razón se limita el uso del AENL a estructuras cuya respuesta sea fundamentalmente en el primer modo de vibrar.

#### 3.13.2.5.4.2 Características del AENL

El AENL es un procedimiento simplificado para determinar el comportamiento no lineal de una estructura para diferentes niveles de desplazamiento hasta la formación de un mecanismo de colapso.

A partir de que el primer elemento excede su deformación de fluencia la relación entre fuerza y desplazamiento del sistema se va modificando progresivamente. De esta manera el AENL puede emplearse para determinar el orden de aparición de las articulaciones plásticas y la distribución de fuerzas y desplazamientos conforme se incrementa la carga o el desplazamiento.

#### 3.13.2.5.4.3 Control de los desplazamientos o fuerzas

Para obtener un comportamiento preciso del sistema la relación fuerza-deformación debe definirse en el instante en que se evalúa la respuesta. Por tal motivo, la configuración de la carga debe redefinirse en cada punto de la curva de capacidad y debe ser proporcional a la configuración instantánea de las fuerzas de inercia. Dicha configuración es dependiente de las características modales instantáneas de la estructura y de su combinación. Como la estructura es no lineal, las características instantáneas dependen de las propiedades modificadas por efecto de las deformaciones inelásticas, afectando de esta manera, la distribución en cada etapa de carga.

Un procedimiento como el señalado en el párrafo anterior es laborioso y no resulta apropiado para un método simplificado de evaluación del comportamiento no lineal. Existen algunas alternativas para considerar este aspecto del método (FEMA 450, 2004). Una posibilidad es distribuir la fuerza lateral conforme la ecuación C3.13.5. Una alternativa más aproximada se obtiene utilizando el modo dominante de vibrar (el primer modo en edificios de mediana altura por ejemplo) como se indica en la ecuación C3.13.6,

$$F_i = \frac{V_s W_i \phi_i}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_i} \quad (13.6)$$

donde

$\phi_i$  es la forma del modo dominante

Esta aproximación permite obtener la distribución tridimensional de las fuerzas de inercia en aquellos casos en que tal consideración es importante.

### 3.13.2.5.5 Análisis paso a paso (APAP)

- El APAP se puede aplicar a todo tipo de estructuras con aislamiento, sin embargo, para evitar un diseño por debajo de los niveles de seguridad esperados, se propone limitar los resultados de este tipo de análisis a porcentajes de los modelos lineales simplificados.
- El procedimiento paso a paso se requiere cuando la estructura se ubicará en un terreno flexible que pueda someter al sistema a un número importante de ciclos de baja frecuencia.
- El procedimiento deberá aplicarse cuando el sistema de aislamiento tenga un amortiguamiento superior al 30%, ya que elevados niveles de amortiguamiento pueden afectar la respuesta de los modos superiores de la superestructura.
- Cuando el sistema de aislamiento carezca de una fuerza recuperadora el sistema puede estar fuera de su posición durante el movimiento.
- Deberá aplicarse el APAP en casos en los que no exista suficiente holgura para permitir el desplazamiento completo del sistema de aislamiento, pues el impacto puede causar una redistribución de fuerzas importante. En este caso deberá modelarse el efecto no lineal de contacto.
- También deberá aplicarse el APAP cuando las propiedades del sistema de aislamiento varían durante el movimiento por su dependencia de la velocidad de deformación o de la variación en el nivel de carga.

## 3.13.3 SISTEMAS CON DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA

### 3.13.3.1 Disposiciones generales

No hay comentarios en esta sección

### 3.13.3.2 Criterios de diseño

Las técnicas convencionales empleadas en la actualidad en las distintas normativas de diseño sismorresistente se basan en la experimentación y en el estudio del daño estructural producido por terremotos como el de San Fernando (1971) y el Northridge (1994), entre otros. La ductilidad y la redundancia estructural constituyen la base de los criterios actuales de diseño, permitiendo reducir las fuerzas sísmicas con el objetivo de proyectar estructuras económicas que se comporten adecuadamente ante un sismo fuerte. Desde ese punto de vista, la ductilidad significa daño en los elementos estructurales y en ocasiones daño importante que origina poner fuera de servicio temporalmente a la estructura. Por ello en los últimos años se han desarrollado técnicas que reducen las fuerzas sísmicas a fin de evitar el daño en la estructura o que se localicen en determinados puntos llamados “débiles”, que disipen la energía de forma estable y que además sean reparables. Existen muchos sistemas propuestos con este objetivo y varios han sido empleados en edificios y puentes (Jara, 1994; Hanson *et al*, 1993).

El aislamiento de base es una técnica eficiente para proteger edificios de poca altura, su empleo práctico, sin embargo, tiene varios inconvenientes como el de proyectar y mantener durante toda la vida útil de la construcción juntas de separación entre los edificios y sus alrededores, que permitan el desplazamiento de la base. Estas juntas varían en dimensiones, aunque fácilmente llegan a tener 600 mm (Skinner *et al*, 1993). Todas las líneas de los servicios, como el agua, la luz y el sistema de drenaje deben de ser flexibles en estas juntas. Además, la mayoría de los edificios con aislamiento de base incorporan un piso adicional de unión de las columnas que se apoyan en el aislador, un caso excepcional es el edificio descrito por Zayas y Low (1991), reforzado mediante un sistema de fricción.

Los aisladores de hule tienen el inconveniente de reducir su efectividad a medida que las frecuencias del movimiento sísmico son más bajas. Por ello en suelos blandos o en aquellos donde no se conoce con precisión la acción sísmica, no es recomendable el empleo de aisladores de hule. Los disipadores de energía, en general, son una alternativa eficiente para superar las mencionadas limitaciones del aislamiento de base. Los disipadores de energía no requieren de técnicas constructivas ni de proyecto, distintas a las que se emplean en edificios convencionales.

Existe una cierta tendencia a considerar que los disipadores de energía no reducen las fuerzas sísmicas de forma importante como los aisladores de base, este puede ser el caso de algunos sistemas como los que se basan en aumentar el amortiguamiento estructural (Bozzo y Barbat, 1999). Los disipadores viscoelásticos, pueden reducir significativamente la respuesta estructural, pero se necesitarían muchos disipadores y con dimensiones difíciles de fabricar (Pong *et al*, 1994). Estos dispositivos son más eficientes para el control de vibraciones debida a los efectos eólicos o a ruido ambiental. Otros sistemas, como los de plastificación de metales, son fáciles de construir y de variar sus dimensiones, por lo que son más ventajosos para edificios sismorresistentes. En general, la reducción de la respuesta estructural frente a sismos severos empleando disipadores de energía depende de su número y colocación en la estructura, del tipo de disipador y de su correcto diseño. Es posible alcanzar reducciones de las fuerzas sísmicas similares a las de un diseño convencional, pero evitando el daño estructural y el de los elementos no estructurales.

Existen varios aspectos a considerar en el diseño de edificios con disipadores de energía. Un primer aspecto es cómo modelar los sistemas de disipación y qué parámetros emplear localmente. Un segundo aspecto es cómo modificar estos parámetros en la altura del edificio para obtener una respuesta óptima (Ruiz *et al*, 1995). En la literatura existen diversas propuestas para el procedimiento de diseño de edificios con disipadores (Wen, 1976; Bozzo *et al*, 1996; Foti *et al*, 1996; Ruiz y Badillo, 2000). Para considerar, en el diseño de edificios con disipadores de energía, como variar en la altura la fuerza de fluencia para obtener una respuesta óptima, se han propuesto varios procedimientos principalmente para disipadores de energía viscoelásticos y en menor medida, para disipadores de metales (Tsai *et al*, 1993; Scholl, 1993, Bozzo, 1996).

En función de los resultados experimentales presentados por Hanson *et al*, (1993), los parámetros adecuados para las conexiones ADAS son  $d_y = 6.0$  mm y  $n = 0.25$ . En este sistema las planchas metálicas en X están en paralelo y por ello, independientemente de su número en la conexión, fluyen al mismo desplazamiento  $d_y$ . De forma análoga a las conexiones por fricción, el único parámetro de diseño empleando el sistema ADAS es la fuerza de fluencia  $f_y$ . Valores similares, pero para disipadores SL (Cahís *et al*, 1998), son:  $d_y = 0.60$  mm y  $n = 0.17$ . Es importante considerar, sin

embargo que estos parámetros dependen de las características dinámicas de las señales sísmicas de la zona en estudio.

### 3.13.3.2.1 Diseño del conjunto estructura-disipador

Los modelos matemáticos que se utilicen para el análisis sísmico del conjunto estructura disipador deberán reproducir de manera confiable el comportamiento real del sistema (Tena-Colunga, 1998).

Existen diversas maneras de colocar disipadores de energía en marcos estructurales. La distribución de dichos dispositivos deberá ser de tal manera que no se introduzcan a la estructura principal esfuerzos no considerados en el análisis, la distribución de los disipadores a lo alto del edificio sea de tal forma que no se produzcan concentraciones excesivas de deformaciones inelásticas en un solo entrepiso o en un número reducido de entrepisos.

Los disipadores de energía se usarán preferentemente en estructuras que sean regulares tanto en planta como en elevación. La distribución de disipadores en la planta de una estructura debe ser tal que no se produzcan movimientos por torsión en ésta.

Existen diversas soluciones para rehabilitar una estructura. En algunos casos es más eficiente reforzar con disipadores de energía que con contravientos; mientras que en otros casos sucede lo contrario (Limón y Ruiz, 1997; Ruiz y Esteva, 2001). Para cualquier solución que se elija, el nivel de confiabilidad estructural deberá ser similar a la que se obtiene en estructuras convencionales diseñadas con el Reglamento vigente.

Se debe garantizar que el sistema de disipadores no se someta a esfuerzos para los cuales no fueron diseñados; por ejemplo, a esfuerzos axiales que puedan cambiar su comportamiento carga-deformación. En el diseño se debe considerar que los disipadores de energía en general no tienen capacidad para resistir cargas gravitacionales.

Se debe prestar atención a los posibles cambios de las propiedades mecánicas de los disipadores por efectos de edad, corrosión, fatiga, humedad y sustancias que pudieran alterar su funcionamiento correcto.

Si los desplazamientos de fluencia se dividen entre las alturas típicas de entrepiso que son aproximadamente de 3.50m, entonces la distorsión lateral de entrepiso correspondiente a la fluencia del disipador toma valores entre 0.0006 y 0.0023. Estos valores son cercanos a los correspondientes a las distorsiones que inicial el daño en muros de mampostería estructural y no estructural, respectivamente (Reyes, 1999).

La definición de estado límite de servicio (relacionada a distorsión) se ha adoptado en diversos códigos de diseño, como el límite en donde inicia la primera fluencia de algunos de los elementos que forman la estructura. Tratándose de estructuras reforzadas con disipadores esta definición se modifica, ya que la primera fluencia en general se presenta primeramente en el sistema disipador antes que ocurra en otros elementos. Entonces, el límite de servicio en este caso se refiere a que los elementos susceptibles de presentar daño (se excluyen a los elementos disipadores) no inicien su comportamiento no lineal.

Una situación que define el estado límite de servicio es el agrietamiento en los elementos estructurales, desprendimiento de acabados y de recubrimiento. Las demandas de resistencia y deformación de la estructura se relacionan con un comportamiento estructural elástico lineal, los daños se asocian con la distorsión del entrepiso, lo cual implica limitar la máxima distorsión del entrepiso.

Por lo que respecta a los estados límite de falla es conveniente considerar al menos los siguientes:

La demanda de ductilidad que debe desarrollar la estructura depende del detallado estructural, del criterio de diseño empleado, del tipo de estructura y los materiales empleados en la construcción. En el caso de que la capacidad para desarrollar ductilidad o que la capacidad de rotación de sus miembros estructurales fuese menor que la demandada, se deberá rehabilitar la estructura para que dicha capacidad aumente, además de colocar los disipadores de energía.

La distorsión máxima tolerable de la estructura con disipadores dependerá del tipo y materiales de la estructura. Por lo general, los edificios con disipadores deben de cumplir con la distorsión máxima de entrepiso que los edificios convencionales, en especial si se cuenta con valores límite para seguridad contra el colapso.

Los disipadores de energía estudiados en México tienen capacidad de desarrollar ductilidades entre 6 y 8 ante un elevado número de ciclos de carga de aproximadamente 100; y son capaces de desarrollar ductilidades entre 14 y 19 ante un número reducido (20) ciclos de carga (Ruiz, 2001). Un estudio detallado sobre los estudios desarrollados en México sobre disipadores de energía se encuentra en Ruiz (1998).

### **3.13.3.2.3 Efectos bidireccionales**

Independientemente del tipo de análisis que se realice, se deben considerar los efectos de los componentes del movimiento en las direcciones ortogonales.

### **3.13.3.3 Dispositivos dependientes del desplazamiento**

Los sistemas disipadores de energía pueden usarse ventajosamente en forma individual para reducir la respuesta sísmica de estructuras o combinarse con sistema de aislamiento para incrementar la capacidad de disipación de la estructura. En general, los sistemas de disipación de energía son más eficientes para demandas sísmicas moderadas o grandes; para sismos frecuentes de magnitud pequeña normalmente sólo proporcionan incremento en la rigidez de la estructura.

De acuerdo con las normas, el desplazamiento de diseño de disipadores de energía es considerablemente mayor cuando se colocan cuatro o más dispositivos en un entrepiso. Esto se debe fundamentalmente al reconocimiento de la mayor confiabilidad del comportamiento sísmico cuando mayor es el número de dispositivos utilizado.

Los análisis lineales de la respuesta sísmica no son aplicables para estructuras con disipadores de energía como los mencionados en esta sección. Sin embargo, cuando el amortiguamiento que proporcionan es menor que el 30% del amortiguamiento crítico, el amortiguamiento histerético es posible considerarlo como amortiguamiento viscoso equivalente.



### 3.13.3.3.1 Amortiguamiento del sistema estructura-disipador

Las recomendaciones para evaluar el amortiguamiento equivalente de los dispositivos se basan en los resultados del estudio de Ramírez *et al*, (2001). El amortiguamiento efectivo del modo fundamental de la estructura, en la dirección de análisis considerada, se basa en las propiedades no lineales del sistema estructural. La propuesta se basa en considerar que el amortiguamiento efectivo es producto de:

1. Amortiguamiento viscoso de la estructura con comportamiento elástico sin incluir a los dispositivos.
2. Amortiguamiento hysterético de la estructura para el desplazamiento de diseño. Incluye el comportamiento post-fluencia de la estructura y de los dispositivos.
3. Amortiguamiento viscoso proporcionado por los dispositivos para desplazamientos menores que el de fluencia. Para disipadores con comportamiento hysterético o por fricción este amortiguamiento puede despreciarse.

Los amortiguamientos hysterético y viscoso dependen de la amplitud del movimiento y su contribución depende de las demandas de respuesta inelástica de la estructura. Así, si la estructura y los dispositivos no incursionan en el intervalo inelástico de comportamiento, el amortiguamiento equivalente es sólo el correspondiente al amortiguamiento viscoso de la estructura con comportamiento elástico, que generalmente se supone del 5% del amortiguamiento crítico.

Para determinar los ciclos de fatiga de los dispositivos se recomienda la ecuación de Manson-Coffin que relaciona la amplitud de la deformación inelástica con el número de deformaciones cíclicas a la falla. La ecuación para disipadores de acero de forma triangular se encuentra en Dargush y Soong (1995).

La relación entre presión y velocidad de extrusión fue estudiada por Pugh (1970). La ecuación muestra que incrementos importantes en la velocidad de extrusión representan sólo incrementos moderados en la presión. Recomendaciones adicionales para el diseño de disipadores por extrusión pueden consultarse en Skinner *et al*, (1993).

Con relación al comportamiento hysterético de disipadores de energía dependientes del desplazamiento, se puede encontrar mayor información en Whittaker y col (1989), Aiken y Kelly (1990), ATC (1996), Soong y Constantinou (1994), Li y Reinhorn (1995), Priestley *et al*, (1996), Skinner *et al*, (1993), Tsai (1993), Su y Hanson (1990) y Jara *et al*, (2006), entre otros.

### 3.13.3.4 Dispositivos dependientes de la velocidad

#### 3.13.3.4.1 Dispositivos de sólidos viscoelásticos

Generalmente, los dispositivos de sólidos viscoelásticos consisten en capas de polímeros viscoelásticos adheridas a placas de acero que a su vez se conectan a la estructura. En la figura 13.5 se muestra un ciclo típico fuerza-desplazamiento para un dispositivo viscoelástico, sometido a un movimiento sinusoidal de amplitud  $x_{max}$  y frecuencia  $\omega$ .

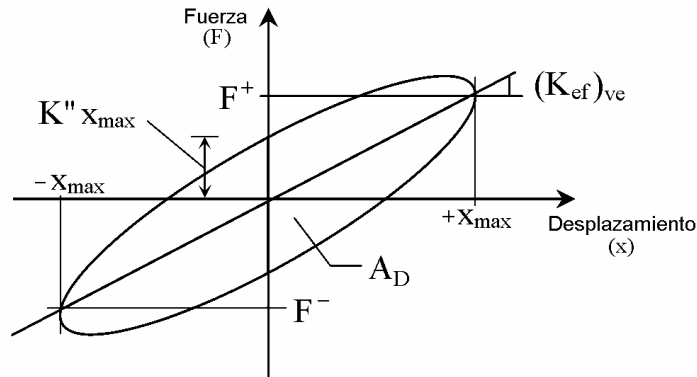


Figura 13.5 Diagrama fuerza-desplazamiento de un dispositivo viscoelástico

El modelo de Kelvin que se emplea para simular el comportamiento de estos dispositivos, y que puede implementarse en programas comerciales de análisis estructural, es adecuado para estudiar la respuesta en un intervalo relativamente pequeño de frecuencias, aunque generalmente es suficiente para la mayoría de los casos prácticos (Constantinou, 2003).

La rigidez efectiva y el coeficiente de amortiguamiento definidos por las ecuaciones 13.45 y 13.46 de la sección de recomendaciones dependen de la frecuencia y de la amplitud del movimiento, y de la temperatura; dicha dependencia se estudia en Soong y Dargush (1997).

#### 3.13.3.4.2 Dispositivos de fluidos viscoelásticos

Los dispositivos de fluidos viscoelásticos, que operan bajo el principio de deformación de fluidos viscoelásticos, muestran un comportamiento parecido a los de sólidos viscoelásticos. Desde luego, los dispositivos de fluidos viscoelásticos tienen una rigidez efectiva nula cuando se someten a carga estática. Los dispositivos de sólidos y fluidos viscoelásticos se diferencian entre sí por la relación entre la pérdida de rigidez y la rigidez efectiva o almacenada. Esta relación tiende a infinito para dispositivos de fluidos y a cero para dispositivos de sólidos viscoelásticos, a medida que la frecuencia excitadora tiende a cero.

El comportamiento de los fluidos viscoelásticos puede simularse mediante complejos modelos de viscoelasticidad (Makris *et al*, 1993). Afortunadamente, para la mayoría de los casos prácticos, puede emplearse el modelo de Maxwell para simular el comportamiento de los dispositivos de fluidos viscoelásticos (Constantinou, 2003).

#### 3.13.3.4.3 Dispositivos de fluidos viscosos

El comportamiento puramente viscoso se obtiene al forzar el paso de un fluido a través de orificios. Como consecuencia, se pueden disipar grandes cantidades de energía (Soong y Dargush, 1997). En la figura 13.6 se presenta un ciclo típico fuerza-desplazamiento para un amortiguador viscoso, sometido a un movimiento sinusoidal de amplitud  $x_{\max}$  y frecuencia  $\omega$ .

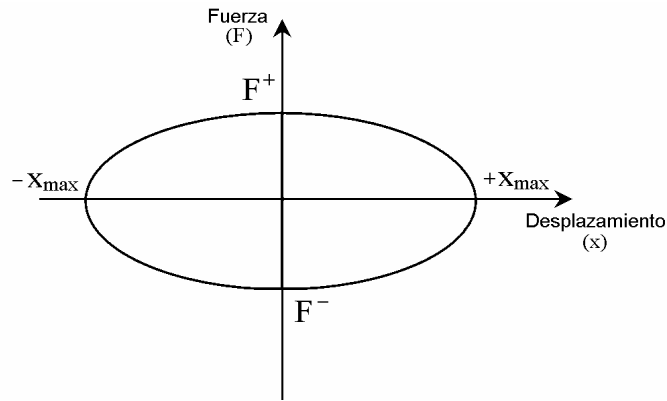


Figura 13.6. Diagrama fuerza-desplazamiento de un amortiguador viscoso.

La ley constitutiva de los amortiguadores está dada por la ecuación  $F = C_n |\dot{x}|^n \text{sgn}(\dot{x})$ , donde  $C_n$  es el coeficiente de amortiguamiento del dispositivo,  $\dot{x}$  es la velocidad relativa entre ambos extremos del dispositivo,  $n$  es un exponente que caracteriza el comportamiento del amortiguador y  $\text{sgn}$  es la función signo. La ecuación anterior se transforma en  $F = C_1 |\dot{x}| \text{sgn}(\dot{x})$  para  $n=1$ , que representa un amortiguador con comportamiento lineal, y en  $F = C_0 \text{sgn}(\dot{x})$  para  $n=0$ , que representa un amortiguador de fricción; de este modo,  $n$  caracteriza la no linealidad de los amortiguadores. Los valores típicos del exponente  $n$  están comprendidos en el intervalo de 0.1 a 2 (Constantinou, 2003). Los amortiguadores viscosos pueden fabricarse para un amplio intervalo de valores de  $C_n$  y  $n$ .

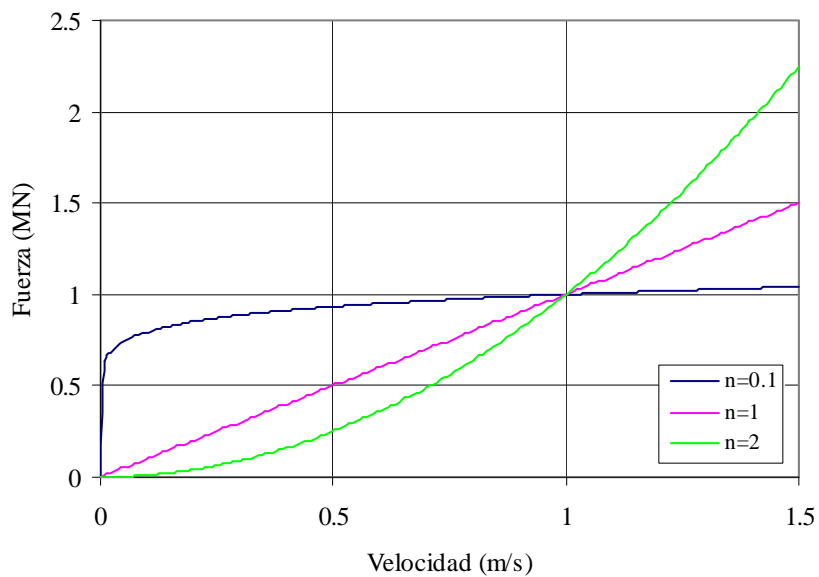


Figura 13.7. Curvas fuerza-velocidad para un amortiguador con  $C_n=1 \text{ MN}/(\text{m/s})^n$ .

En la figura 13.7 se presentan tres curvas fuerza-velocidad para  $C_n=1 \text{ MN}/(\text{m/s})^n$ , valores del exponente  $n$  de 0.1, 1.0 y 2.0, y valores positivos de la velocidad. Como se aprecia, para  $n=0.1$  la curva muestra moderados incrementos de fuerza para valores bajos de la velocidad y pequeños incrementos de la fuerza para velocidades altas. Para  $n=2.0$  la curva fuerza-velocidad muestra que la variación de la fuerza es pequeña para bajas velocidades mientras que se presentan grandes incrementos de la fuerza para valores altos de la velocidad, pudiéndose desarrollar fuerzas excesivas

en los amortiguadores y en los elementos estructurales que conectan. Por lo anterior se recomienda que, para aplicaciones sísmicas, el exponente  $n$  se limite a valores iguales o menores que la unidad (Lin y Chopra, 2002).

### 3.13.3.5 Métodos de análisis

El principal objetivo de la modelación y el análisis es la cuantificación de la respuesta sísmica de las estructuras en términos de fuerzas, velocidades y desplazamientos. Esta cuantificación se requiere tanto para el diseño sísmico de estructuras nuevas como para la evaluación de estructuras existentes. Durante los últimos años, la modelación y el análisis sísmico de estructuras han experimentado una evolución notable, ligada directamente con el auge de la computación digital. En vista de lo anterior se proponen cuatro métodos de análisis, que representan diferentes grados de refinamiento.

Los métodos de análisis lineal son aplicables si los elementos estructurales, con excepción de los dispositivos disipadores, se mantienen en el intervalo elástico. Se limitan a que el amortiguamiento aportado por los disipadores no exceda del 30%, para que éste pueda incorporarse en el modelo analítico a manera de amortiguamiento viscoso equivalente. La rigidez de cada disipador debe incluirse en el modelo matemático de la estructura, ya que de lo contrario pueden subestimarse las demandas de fuerza, sobreestimarse las demandas de desplazamiento y los coeficientes de amortiguamiento modal se calcularían de manera incorrecta. Si la estructura se localiza a menos de 15 km de una falla activa, debe emplearse un análisis dinámico no lineal que considere los efectos de campo cercano; igualmente, el análisis no lineal debe emplearse para estructuras importantes.

#### 3.13.3.5.1 Análisis estático lineal (AEL)

Este método de análisis supone que la estructura responde fundamentalmente en su primer modo de vibrar. Su uso se recomienda para estructuras sencillas en las que resulten despreciables los efectos de torsión. Se puede emplear para estructuras desplantadas en terreno duro o intermedio, ya que en terreno blando los modos superiores llegan a tener una contribución importante en la respuesta y/o es necesario considerar la interacción suelo-estructura.

Para los dispositivos dependientes de la velocidad, el cálculo de las acciones en los elementos estructurales es complicado ya que a que la fuerza debida al amortiguamiento no se tiene en cuenta directamente. En la sección 3.13.3.5.1 de las recomendaciones se señalan tres etapas de deformación que proporcionan las máximas acciones de diseño: (a) etapa de máximo desplazamiento, (b) etapa de máxima velocidad, y (c) etapa de máxima aceleración.

Respecto a la etapa (b), los mayores valores de las fuerzas debidas al amortiguamiento se obtienen para las máximas velocidades. Las componentes horizontales de estas fuerzas deben equilibrarse con fuerzas de inercia tales que garanticen desplazamientos nulos. La etapa (c) se determina suponiendo que la estructura incursiona en un movimiento armónico con frecuencia  $\omega$  (frecuencia circular del modo fundamental de la estructura) y amplitud correspondiente al máximo desplazamiento. Bajo estas condiciones, la aceleración máxima es igual a la aceleración para el desplazamiento máximo multiplicada por  $(S_1 + 2\zeta_e S_2)$ . Esta consideración conlleva a resultados aceptables (Constantinou *et al*, 1996).

### **3.13.3.5.2 Análisis dinámico modal (ADM)**

El ADM debe emplearse en aquellos casos en los que el AEL no proporcione un adecuado nivel de precisión para estimar el comportamiento dinámico. Esto sucede cuando la estructura se desplanta en terreno blando, cuando se presentan excentricidades torsionales grandes o variaciones importantes de rigidez o de masa, que pueden dar lugar a demandas de fuerza elevadas en algún elemento. La facilidad de emplear programas más refinados y equipo de cómputo de mayor capacidad, conduce al uso cada vez más extendido del ADL.

En estructuras cuya respuesta sea dominada por el primer modo de vibrar, una estrategia a tenerse en cuenta es modificar el amortiguamiento estructural para el primer modo y desprestigiar el beneficio de los disipadores en la reducción de la respuesta de los modos superiores. En Ruiz y Donobhan (2007) puede consultarse un procedimiento alternativo para el diseño sísmico de edificios con dispositivos dependientes del desplazamiento.

### **3.13.3.5.3 Análisis estático no lineal (AENL)**

El AENL consiste en una sucesión de análisis lineales incrementales que en su conjunto definen el comportamiento no lineal de la estructura. La carga lateral que se aplica a la estructura se aumenta gradualmente, hasta alcanzar las demandas máximas de desplazamiento que se establecen para cada uno de los niveles del comportamiento esperado. Como este modelo analítico toma en cuenta la redistribución de fuerzas internas que se produce cuando los elementos responden inelásticamente, se considera que el AENL proporciona una medida realista del comportamiento cuando se requiere estimar las demandas en niveles de respuesta cercanos al colapso. En la sección C9.3.5.1 del documento FEMA 450 (2004), se presentan dos métodos que permiten realizar el AENL de estructuras con disipadores de energía.

### **3.13.3.5.4 Análisis paso a paso no lineal (APAP)**

En el APAP se obtiene la respuesta temporal de la estructura mediante la integración numérica de las ecuaciones diferenciales del movimiento. La acción sísmica consiste en una serie de registros temporales de movimiento del terreno, de dos o tres componentes, aplicados en los apoyos del modelo.

Para efectuar el análisis es válido considerar que la excitación sísmica es la misma en los diferentes apoyos de la estructura, a menos que existan discontinuidades geológicas o características topográficas capaces de introducir variaciones importantes en las características del movimiento sísmico del terreno o si la longitud total de la estructura es mayor que 600m, en cuyo caso se recomienda emplear algún modelo de variabilidad espacial del movimiento sísmico.

Si la respuesta de los dispositivos disipadores de energía depende de la frecuencia de excitación, de la temperatura de servicio, de la deformación, de la velocidad, de las cargas sostenidas o de la bidireccionalidad de las cargas laterales, dicha dependencia debe tenerse en cuenta en el APAP. La manera práctica de considerar las variaciones de la respuesta fuerza-desplazamiento o fuerza-velocidad en los disipadores de energía es realizar análisis múltiples de la estructura empleando los valores mínimos y máximos probables de las propiedades de los dispositivos. El diseño de la estructura, incluyendo los dispositivos disipadores, se realizará con base en las respuestas máximas obtenidas de los análisis múltiples.

### **3.13.4 REQUISITOS COMPLEMENTARIOS**

#### **3.13.4.1 Colocación, inspección y mantenimiento**

Sin comentarios

#### **3.13.4.2 Características y anclajes de los dispositivos**

Sin comentarios

#### **3.13.4.3 Verificación experimental**

Los procedimientos para ensayos de laboratorio plasmados en las recomendaciones representan los requisitos mínimos a considerar en este tipo de pruebas. Estos ensayos deben diseñarse, ejecutarse, supervisarse y validarse por personal especialista en la materia. Es responsabilidad de los proyectistas y de las autoridades competentes recurrir a ensayos a escala reducida, considerando leyes de similitud adecuadas. Puede no realizarse una verificación experimental para una obra en particular, si a juicio de las autoridades competentes, los aisladores y/o disipadores son de dimensiones similares, del mismo tipo y material, igual manufactura y control de calidad, y han sido ensayados satisfactoriamente con anterioridad por un laboratorio independiente, siguiendo como mínimo los procedimientos establecidos en las recomendaciones.

##### **3.13.4.3.1 Ensayos en sistemas de aislamiento sísmico**

Los componentes del sistema de aislamiento sísmico a ser ensayados deben incluir, si es el caso, los aisladores y los componentes del sistema restrictor contra viento y del sistema disipador de energía.

La estabilidad vertical del sistema de aislamiento es parte fundamental de la seguridad de estructuras aisladas. Dado que la flexibilización de la estructura incrementa los desplazamientos laterales, debe tenerse especial cuidado en verificar adecuadamente la estabilidad de los dispositivos.

##### **3.13.4.3.2 Ensayos en dispositivos disipadores de energía**

Se recomienda que los dispositivos dependientes de la velocidad se ensayen a frecuencias de  $0.5\omega$ ,  $\omega$  (frecuencia fundamental de la estructura) y  $2.0\omega$ , dado que su respuesta es función de la frecuencia excitadora. Los valores de  $0.5\omega$  y  $2.0\omega$  representan las probables fronteras del valor real de la frecuencia fundamental de la estructura.

Las propiedades fuerza-desplazamiento de los disipadores se determinarán con los resultados de los ensayos. Las ecuaciones proporcionadas en las recomendaciones para la rigidez efectiva  $k_{ef}$  y el amortiguamiento efectivo  $\beta_{ef}$  son rigurosamente válidas para dispositivos viscoelásticos.

El límite de  $\pm 15\%$  establecido en las condiciones (2), (3) y (4) de la sección 3.13.4.3.2 de las recomendaciones puede excederse si se demuestra que no tiene una influencia negativa en la respuesta de la estructura. A juicio de las autoridades competentes, podrán solicitarse límites diferentes a los aquí establecidos.

# **SECCIÓN 3.14**

## **ESTRUCTURAS TIPO 11**

### **TORRES DE TELECOMUNICACIÓN**

## ÍNDICE

3.14.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	265
3.14.2	ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO. ....	266
3.14.3	FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO.....	266
3.14.4	FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA.....	266
3.14.5	TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS .....	267
3.14.6	MÁSTILES DE CELOSÍA CON RETENIDAS.....	270
3.14.7	ESTRUCTURAS HABILITADAS SOBRE OTRAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE .....	272
3.14.8	EFEECTO DE MASAS CONCENTRADAS .....	272



### 3.14.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La práctica de omitir los efectos sísmicos en el diseño de torres de telecomunicación se vio respaldada por el resultado de investigaciones como la reportada por Vieira y Gil (1986), quienes evaluaron los efectos sísmicos sobre una torre autosoportada y un mástil con retenidas, de 60.5 m y 260 m de altura, respectivamente, ambas estructuras sometidas a un nivel de demandas sísmicas propio de Portugal, habiéndose utilizado además con fines de comparación la componente NS del sismo de El Centro (1940). Con base en sus resultados, cuyos valores numéricos no se reportan, estos investigadores concluyen que los efectos sísmicos no son de importancia en el diseño de este tipo de estructuras. Respecto a los resultados obtenidos por Vieira y Gil, puede comentarse que la altura de la torre autosoportada utilizada en el estudio, y considerada como representativa para este tipo de estructuras, está muy por debajo de las que pueden llegar a tenerse en la práctica (hasta 150 m de altura). Por otra parte, en el análisis del mástil con retenidas se ignoran efectos importantes como el comportamiento no lineal geométrico y la interacción cables-mástil.

En contraposición, Konno y Kimura (1973) reportaron la ocurrencia de daño local, así como deformaciones permanentes en la base de una torre de telecomunicaciones, como consecuencia de un sismo ocurrido en Tokachi. Simulaciones numéricas realizadas por estos investigadores permitieron corroborar que en algunos miembros las fuerzas inducidas por el sismo resultaban superiores a las inducidas por efecto de las fuerzas de viento de diseño. Pierre (1995) reporta los daños ocurridos en torres de telecomunicación tras el sismo de Kobe (1995). Schiff (1999) presenta un resumen de los casos documentados de 16 torres dañadas relacionados con siete eventos sísmicos importantes ocurridos desde 1949. Cabe señalar que en ningún caso se presentaron condiciones cercanas al colapso.

El comportamiento observado por este tipo de estructuras sometidas a demandas sísmicas plantea la necesidad de que se consideren los efectos sísmicos como parte de su diseño estructural. En este sentido, en la última década se ha desarrollado una importante actividad de investigación, principalmente de tipo analítico, que ha tenido como propósito fundamental estimar la sensibilidad de estas estructuras a la acción sísmica y, con base en ello, plantear procedimientos simplificados de análisis sísmico.

La creciente demanda de esta infraestructura, como parte fundamental de los actuales sistemas de comunicación, ha llevado a un constante incremento en el número de torres de telecomunicación construidas, así como a la reutilización de torres existentes. En muchos casos, por falta de espacio, así como por razones de economía, estas estructuras suelen instalarse sobre las azoteas de los edificios. Por el servicio que brindan, estos sistemas estructurales y sus componentes pueden requerir permanecer en condiciones de operación después de la ocurrencia de un sismo, e incluso durante el mismo.

Lo anterior justifica el planteamiento de recomendaciones para la evaluación de las acciones sísmicas que pueden actuar sobre este tipo de estructuras en nuestro país, para fines del diseño de nuevas estructuras, o bien, para la revisión de estructuras existentes. De hecho, en la actualidad diversos códigos aplicables al diseño de torres de telecomunicación, emitidos en diversas partes del mundo, incluyen recomendaciones para diseño antisísmico. La amplitud con la que se trata este tópico en dichos códigos es sumamente variable (ANSI/TIA-222-G, 2005; AS 3995, 1994; ASCE/SEI 7-05, 2006; S37-01, 2001; UNE-ENV 1998-3, 2000).

### 3.14.2 ESPECIALIZACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO POR AMORTIGUAMIENTO

Es poca la información reportada en la literatura referente a la medición experimental de las propiedades dinámicas de torres de telecomunicación, entre ellas el amortiguamiento. Gomathinayagam *et al*, (1996, 1997) reportan los resultados de mediciones en una torre autosoportada de 101 m de altura, de celosía de acero con conexiones atornilladas. Las frecuencias del primer y segundo modos de flexión resultaron de 1.13 Hz y 2.55 Hz, respectivamente, mientras que la relación de amortiguamiento resultó de 2.46%. Shanmugasundaram *et al*, (1997) realizaron mediciones del comportamiento dinámico en una torre de 52 m de altura, de celosía de acero consistente en ángulos rolados. La frecuencia fundamental encontrada fue de 1.3 Hz y la relación de amortiguamiento resultó ser igual a 1.60%.

Los bajos valores medidos en el amortiguamiento se explican en parte por la escasa presencia de elementos no estructurales, que en el caso de edificios suelen ser parte importante de las fuentes de amortiguamiento estructural.

### 3.14.3 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Las estructuras de celosía, como es el caso de las torres de telecomunicación, están constituidas por elementos esbeltos que, por su estructuración, trabajan principalmente a fuerzas axiales de compresión y tensión. En un diseño bien realizado, el modo de falla esperado lo define el pandeo en elementos sometidos a compresión. Por lo anterior, estos sistemas estructurales tienen poca capacidad de desarrollar comportamiento dúctil antes de la ocurrencia de la falla, a excepción de la fluencia plástica que puede desarrollarse en las interfases entre elementos estructurales y pernos de conexión. Lo anterior se ha verificado sobradamente durante la ejecución de pruebas de resistencia en prototipos a escala natural de torres de transmisión, las cuales poseen mucha similitud con las estructuras que aquí se analizan. La suposición de comportamiento elástico es aceptada generalmente en los trabajos de investigación reportados en la literatura, así como en los códigos de diseño de torres de telecomunicación existentes en diversos países.

Sin embargo, debe reconocerse que ciertos elementos y sistemas de conexión entre ellos, utilizados en la práctica del diseño de torres de telecomunicación, tienen algún potencial de desarrollar niveles de comportamiento dúctil tales que permitan considerarlos en la reducción de las ordenadas espectrales para diseño sísmico. Tal es el caso de los perfiles tubulares unidos entre sí mediante soldadura. Sin embargo, para este y otros casos no se disponen de información cuantitativa que permita recomendar un valor de  $Q$  menos conservador. En todo caso, de justificarse un valor de  $Q$  mayor que 1, deberá tomarse en cuenta que el desarrollo de comportamiento dúctil en la estructura puede limitar su operación después de la ocurrencia de un evento sísmico importante, lo que podría no ser aceptable.

### 3.14.4 FACTOR DE SOBRESISTENCIA

Las ecuaciones para el cálculo de la resistencia mecánica de los elementos de celosía en torres de telecomunicación se han desarrollado principalmente a partir de los trabajos dentro de la industria de las torres de transmisión, en donde, por tratarse de estructuras para construcción en serie, cada

nuevo diseño es probado a escala natural y los resultados utilizados para mejorar las futuras recomendaciones de diseño. Lo anterior ha permitido lograr altos niveles de precisión en la estimación de las resistencias, por lo que es poco factible que la resistencia real de la estructura difiera radicalmente de la resistencia estimada.

Lo anterior es válido para el caso de torres de telecomunicación constituidas por elementos tipo ángulo unidos entre si mediante conexiones atornilladas. Cuando se utilizan otro tipo de elementos y sistemas de conexión, es de esperarse que no se tengan los mismos niveles de confiabilidad en la predicción de las resistencias reales, pues las recomendaciones de diseño no cuentan con el mismo respaldo de los resultados de pruebas de resistencia.

Por lo antes expuesto, se recomienda utilizar un factor de reducción por sobrerresistencia igual a la unidad, en tanto no se disponga de información confiable que sustente la utilización de un valor mayor.

### **3.14.5 TORRES DE CELOSÍA AUTOSOPORTADAS**

Las alturas usuales de las torres generalmente son inferiores a 150 metros, pues para alturas mayores la utilización de mástiles con retenidas resulta una solución más económica.

El comportamiento de torres ante excitación sísmica, descrito en la sección de recomendaciones, se conoce fundamentalmente con base en los resultados de simulaciones numéricas detalladas del comportamiento dinámico de torres reales, realizadas principalmente en los últimos 15 años. Se refiere al lector interesado a los trabajos de Mikus (1994), Gálvez y McClure (1995), Sackmann (1996), Khedr y McClure (1997, 1999) y Amiri *et al*, (2004).

Los criterios para definir bajo que condiciones pueden ignorarse los efectos sísmicos en el diseño estructural de torres se adoptaron del estándar ANSI/TIA-222-G (2006).

Respecto a los métodos de análisis sugeridos, el método estático se limita a estructuras de baja altura, considerando las diferencias en el comportamiento ante acciones sísmicas que exhiben las torres respecto a las estructuras de edificios, por lo que este método de análisis no resulta en buenas predicciones de los efectos sísmicos en torres. Además de lo anterior, se puede aplicar sin mucha dificultad un análisis dinámico simplificado para torres de mayor altura, en las que los efectos de los modos superiores adquieren relevancia, sobre todo en lo que se refiere a las aceleraciones en la parte superior.

La ecuación empírica para el cálculo aproximado del cortante basal se obtuvo a partir de análisis de regresión con base en resultados de simulaciones numéricas detalladas, reportados por Khedr y McClure (1999). Dicha ecuación representa la frontera superior de las predicciones de cortante más una desviación estándar. La ecuación aplica a torres de celosía de acero con geometría regular y se verificó para estructuras con alturas de hasta 120 metros, aunque se considera que puede aplicarse a torres de mayor altura.

Las simulaciones numéricas realizadas por Khedr y McClure no consideran el efecto de las condiciones locales del suelo; los acelerogramas utilizados corresponden en todos los casos a

registros en roca o terreno firme. Dada esta característica, las torres con periodo fundamental corto desarrollan proporcionalmente a su peso un cortante basal mayor que las de periodo fundamental largo, lo cual se refleja en la ecuación recomendada para el cálculo de  $V$ , por lo que resulta rigurosamente válida solo para estructuras desplantadas en terreno firme.

Si se desea obtener una estimación preliminar de la reacción vertical máxima en la base de la torre originada por efectos sísmicos, se puede hacer uso de la siguiente ecuación, propuesta por Khedr y McClure en su mismo estudio

$$P = W a_{0v} (0.97 + 10.97 T_v) \quad (14.1)$$

donde

$a_{0v}$  es la aceleración vertical máxima del terreno, normalizada con respecto a la aceleración de la gravedad. Puede tomarse como  $2/3$  de la aceleración horizontal máxima del terreno  
 $T_v$  es el periodo fundamental de vibración axial de la torre

$T_v$  se puede estimar mediante la siguiente ecuación, recomendada por Sackmann (1996),

$$T_v = 3.64H \sqrt{\frac{M/H}{EA}} \quad (14.2)$$

donde

$A$  es el área total de la sección transversal de las montantes en la base de la torre

El resto de las variables contenidas en las ecuaciones 14.1 y 14.2 se definen en la sección de recomendaciones.

Dada la similitud en el comportamiento dinámico de las torres con respecto a otras estructuras esbeltas apoyadas en su base, se optó por recomendar las mismas ecuaciones para el cálculo de las acciones sísmicas por el método estático definidas para estructuras tipo chimenea, con la diferencia que no se incluye el efecto de las aceleraciones rotacionales en la base. Este último efecto se ignora en los resultados conocidos de simulaciones numéricas detalladas reportados en la literatura, así como en las recomendaciones para diseño sísmico contenidos en los principales códigos para diseño de torres.

El método simplificado que se describe en la sección de recomendaciones (Khedr, 1998) tiene sus antecedentes en el trabajo desarrollado por Mikus (1994), quien encontró que la respuesta dinámica de torres ante efectos sísmicos la definen fundamentalmente los tres primeros modos de vibración en flexión, así como en el trabajo de Gálvez (1995), quien propuso la utilización de un perfil de aceleraciones bilineal sobre la altura de la torre.

El perfil de pseudoaceleraciones en el procedimiento propuesto por Khedr, se define de manera que iguale en cualquier sección la envolvente de momentos flexionantes obtenida a partir de la combinación de las contribuciones de los primeros tres modos de vibración en flexión de la torre. El método se verificó con base en el análisis detallado de 10 torres, con alturas entre 30 y 120 metros, sujetas a un conjunto de 45 acelerogramas. Las diferencias entre los resultados de los análisis

detallados y los obtenidos aplicando el método dinámico simplificado estuvieron en el intervalo de  $\pm 20\%$ , lo que se considera aceptable para fines de diseño.

La aplicación del método simplificado de análisis dinámico requiere el cálculo de los periodos correspondientes a los tres primeros modos de vibración en flexión de la torre, los cuales pueden obtenerse a partir de un análisis de valores y vectores característicos, utilizando el modelo geométrico de la estructura. Alternativamente, los valores de los periodos mencionados pueden estimarse mediante la aplicación del procedimiento descrito en la sección de recomendaciones, propuesto por Sackmann (1996). En este procedimiento, se establecen factores de corrección empíricos a los valores de los periodos de vibración basados en la teoría de vigas de sección constante en cantiliver. Sackmann también propone clasificar las torres con base en sus características geométricas. Esta clasificación es adoptada por Khedr para definir los valores de los coeficientes que intervienen en el cálculo del perfil de pseudoaceleraciones.

La aplicación del método simplificado de análisis dinámico se restringe a torres con masas concentradas de equipos cuyo valor no exceda el 5% de la masa total de la torre en virtud de que la presencia de masas mayores tiene un efecto significativo en los modos y frecuencias de vibración en flexión, lo cual no se tomó en cuenta en la deducción del método.

Los efectos de la componente vertical de la aceleración pueden evaluarse mediante un procedimiento similar, con excepción de que solo participa de manera importante el modo fundamental de vibración axial. Khedr propone evaluar las aceleraciones verticales normalizadas, mediante la ecuación siguiente

$$a(w) = a_v(T_v)(2.05w + 0.70w^2 - 1.70w^3 + 0.41w^4) \quad (14.3)$$

donde

- $a_v(T_v)$  es la aceleración espectral en la dirección vertical, normalizada con respecto a la gravedad, correspondiente al periodo fundamental de vibración axial  $T_v$
- $w$  es la altura a la cual se calcula la aceleración vertical normalizada respecto a la altura total de la torre ( $w = x / H$ )

El valor de  $a_v(T_v)$  puede calcularse con base en la recomendación establecida para estructuras de edificios, en la forma siguiente

$$a_v(T_v) = 1.4 \left( \frac{0.05}{T_v} \right)^{2/3} a(T_v) \quad \text{cuando } T_v \geq 0.05s \quad (14.4)$$

$$a_v(T_v) = 1.4 a(T_v) \quad \text{cuando } T_v < 0.05s \quad (14.5)$$

En las ecuaciones anteriores,  $a_v(T_v)$  es la aceleración espectral horizontal correspondiente a un periodo igual a  $T_v$ . El perfil de pseudoaceleraciones verticales, dado por la ecuación 14.3, multiplicado por los pesos concentrados en cada nivel de la torre, permite obtener las cargas verticales por efectos sísmicos sobre la estructura.

Para la aplicación del método de análisis modal espectral, las frecuencias y los modos naturales de vibración de la estructura con base rígida pueden estimarse mediante el método iterativo de Stodola-Vianello. Esta técnica es muy útil cuando se desean conocer solamente los primeros modos de vibrar, como sucede al aplicar el análisis modal espectral a torres. La formulación detallada de este método se puede encontrar en Timoshenko *et al*, (1974).

Al igual que en otros tipos de estructuras esbeltas, con masa distribuida y en voladizo desde el suelo, el número mínimo de modos de vibración necesario para asegurar la participación de todos los modos significativos, es mayor que el correspondiente número para un edificio resistiendo a cortante con masas concentradas. Así mismo, el número mínimo de modos de vibración necesario para valuar las acciones internas en la parte superior de la estructura es generalmente mayor que el requerido para valuar el momento de volteo o el cortante total en la base. El criterio establecido en la ecuación 14.13 de la sección de recomendaciones permite en la mayoría de los casos determinar el número de modos necesario para una valuación adecuada de la respuesta estructural. Sin embargo, este criterio puede no ser conservador al estimar la respuesta de la parte superior de la estructura.

Los resultados de análisis detallados de torres ante efectos sísmicos, reportados por diversos investigadores, permiten concluir que con la aplicación del análisis modal espectral se obtiene una muy buena aproximación de los efectos sobre la estructura requeridos para fines de diseño. Además, se comprueba lo inadecuado que puede resultar la aplicación de un método estático en el análisis de torres (Khedr y McClure, 1999). Por las razones anteriores, en el análisis sísmico de torres no se incluye la restricción de que el cortante basal calculado dinámicamente deba tener un valor mínimo referido al cortante basal calculado estáticamente.

La suposición de comportamiento elástico-lineal de torres ante efectos sísmicos es aceptada de forma generalizada, tanto en los trabajos de investigaciones reportados en la literatura, como en los códigos aplicables al diseño de torres de telecomunicación de diversos países. Si bien, los efectos P-delta en torres pueden verse incrementados por condiciones tales como la rotación de la cimentación, en general dichos efectos se consideran poco relevantes para fines del diseño estructural de las torres.

### **3.14.6 MÁSTILES DE CELOSÍA CON RETENIDAS**

Los trabajos publicados relacionados con el comportamiento dinámico de mástiles, se refieren principalmente a los efectos producidos por viento. Solo en años recientes se han publicado trabajos relacionados con la investigación de los efectos sísmicos. Estos trabajos han tenido como principal objetivo el evaluar la sensibilidad de los mástiles ante las acciones sísmicas, con el propósito de desarrollar métodos simplificados de análisis.

Guevara y McClure (1993) describen los resultados del análisis dinámico no lineal de dos mástiles, de 24 m y 107 m de altura, mediante simulaciones numéricas, con elementos finitos. Sus resultados muestran la importancia de los efectos de interacción entre es mástil y los cables, especialmente en la dirección vertical. También analizan los efectos de la variación espacial de la excitación sísmica en los apoyos, lo que les permite concluir que dicha variación causa efectos dinámicos adicionales importantes en el mástil y en los cables.

McClure y Guevara (1994) reportan los resultados del análisis numérico dinámico no lineal de dos mástiles, de 107 m y 342 m de altura. En sus análisis incluyen la componente vertical de aceleración del suelo. Sus resultados confirman la importancia de los efectos de interacción entre mástil y cables en dirección vertical. Plantean que los efectos de la aceleración vertical del suelo inducidos en el mástil se propagan hacia los cables, pudiendo generar amplificaciones adicionales importantes en la tensión de los mismos. Aunque corroboran los efectos adicionales de la variación espacial de la excitación sísmica, concluyen que las dificultades asociadas a su inclusión en el análisis pudieran justificar no considerarla.

Amiri y McClure (1996) analizan mediante simulaciones numéricas el comportamiento dinámico no lineal de tres mástiles, de 150 m, 152 m y 198 m. El objetivo de su estudio, además de estudiar el comportamiento dinámico de los mástiles, estuvo orientado a evaluar la factibilidad de utilizar un método de análisis estático, como el recomendado en diversos estándares de diseño. Para los mástiles analizados concluyen que la distribución de fuerzas sísmicas con la altura corresponde más con la forma del segundo modo de vibración en flexión de una estructura en cantiliver, además de que el cortante basal resulta mayor que el sugerido en las recomendaciones de la Asociación Internacional de Estructuras Tridimensionales y Tipo Cascarón (IASS, 1981), en donde se recomienda un método estático de análisis. Encuentran además que los tramos del mástil en los que se tiene cambio en el grupo de puntos de anclaje de las retenidas constituyen zonas de alta sensibilidad a los efectos sísmicos.

Amiri y McClure (1998) efectúan el análisis dinámico no lineal de ocho mástiles sujetos a tres registros sísmicos de aceleración horizontal. Para los mástiles y acelerogramas considerados, encuentran que la relación entre el cortante basal en el mástil y el peso total del mismo disminuye con la altura, proponiendo una ecuación simple para la estimación inicial del cortante basal en mástiles. Dicha ecuación es aplicable solo cuando el mástil se ubica en zonas con niveles de aceleración máxima horizontal del suelo del orden de 0.34 g.

Amiri *et al*, (2004) analizan el efecto de la variación espacial de la excitación sísmica en el comportamiento dinámico de dos mástiles de 342 m y 607 m de altura. Sus resultados indican que las tensiones en los cables pueden ser de más del doble respecto a las que se calculan cuando no se considera la variación espacial de la excitación. Encuentran también que el cortante en la base y la fuerza axial en el mástil se incrementa hasta en un 39% y 38% respectivamente por el mismo hecho.

Hasta donde se conoce, en la actualidad no se dispone de algún método simplificado para el análisis sísmico de mástiles. La opción de utilizar el método de análisis estático, aunque inadecuado si se considera el comportamiento dinámico de los mástiles ante la acción sísmica, se justifica al tomar en cuenta las dificultades asociadas a la ejecución de un análisis dinámico no lineal paso a paso. Los estándares IASS (1981) y ANSI/TIA-222-G (2005), especifican el análisis estático como una de las opciones para el análisis sísmico de mástiles.

Dado que una predicción adecuada de los efectos sísmicos en mástiles se puede efectuar solamente recurriendo al análisis paso a paso, se recomienda utilizar este método en estructuras de importancia especial ubicadas en zonas de alta sismicidad, independientemente de su altura. En los trabajos de investigación arriba descritos se proporcionan detalles sobre la aplicación del análisis dinámico no lineal en mástiles.

### **3.14.7 ESTRUCTURAS HABILITADAS SOBRE OTRAS ESTRUCTURAS DE SOPORTE**

Las acciones sísmicas que obran sobre torres o mástiles ubicados en la azotea de edificios u otras estructuras de soporte son función tanto del movimiento del terreno como de la interacción dinámica entre la torre o mástil y la estructura en que se apoya. La evaluación rigurosa de las acciones sísmicas para diseño requiere efectuar un análisis dinámico del conjunto.

En la literatura se reporta un método simplificado para efectuar el análisis de torres autosoportadas ubicadas en las azoteas de edificios (McClure *et al*, 2004; Assi *et al*, 2006; Assi *et al*, 2007). La aplicación de dicha metodología requiere que se determine la aceleración sísmica en el nivel en que se apoya la torre, planteándose algunas recomendaciones para su evaluación. Sin embargo, dichas recomendaciones se derivan del análisis de casos particulares en las propiedades de las estructuras de soporte, por lo que no resultan de aplicación general.

Con el propósito de evitar considerar el comportamiento dinámico de la estructura de soporte y su interacción con la torre o mástil, se propone evaluar las acciones sísmicas en la forma que se plantea en el análisis de apéndices. La restricción en el valor mínimo del factor de amplificación se adoptó del ANSI/TIA-222-G (2005).

### **3.14.8 EFECTO DE MASAS CONCENTRADAS**

Entre los daños en torres de telecomunicación originados por efectos sísmicos, predomina el desarrollo de deformaciones permanentes en los elementos ubicados cerca de los puntos de conexión de equipos. Dicha experiencia sugiere que se deben tomar en cuenta, aunque sea de manera aproximada, los efectos desfavorables en la estructura originados por la presencia de masas concentradas.



# **SECCIÓN 3.15**

## **ESTRUCTURAS TIPO 12: TÚNELES**

**ÍNDICE**

3.15.1	INTRODUCCIÓN.....	275
3.15.1.1	Ecuación de onda unidimensional.....	276
3.15.2	TÚNELES EN ROCA O SUELO DURO .....	278
3.15.2.1	Deformaciones unitarias longitudinales.....	278
3.15.2.2	Deformaciones unitarias por ovalización.....	280
3.15.3	TÚNELES EN SUELO BLANDO .....	281
3.15.3.1	Análisis en sentido longitudinal .....	281
3.15.3.2	Análisis en sentido transversal .....	283

### 3.15.1 INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista estructural, las únicas recomendaciones para el análisis y diseño sísmico de túneles se han centrado en el revestimiento de los mismos (eg. Kuesel, 1969; St. John y Zahrah, 1987; Wang, 1993; Monsees, 1996), y tienen por objeto determinar las deformaciones inducidas por las ondas de corte en sentido longitudinal y transversal del túnel. Los primeros análisis se realizaron para determinar los efectos en sentido longitudinal del túnel, teniendo su génesis en la solución de la ecuación de onda unidimensional propuesta por Newmark (1968), basado en la Teoría de Campo Libre, siendo Kuesel (1969) el primero en aplicarla a túneles.

La excitación sísmica provoca en un túnel dos efectos: a) la propagación de fallas y b) sacudidas. En lo que respecta a la propagación de fallas queda fuera del alcance de este Manual, por lo que estas recomendaciones se enfocarán a describir los tipos de deformaciones que induce el efecto de sacudida en los túneles. Se debe de tener en cuenta que la propagación de ondas sísmicas en un túnel circular es que provocan distorsiones, fuerzas y momentos en sentido longitudinal (figura 15.1) y en sentido transversal (figura 15.2).

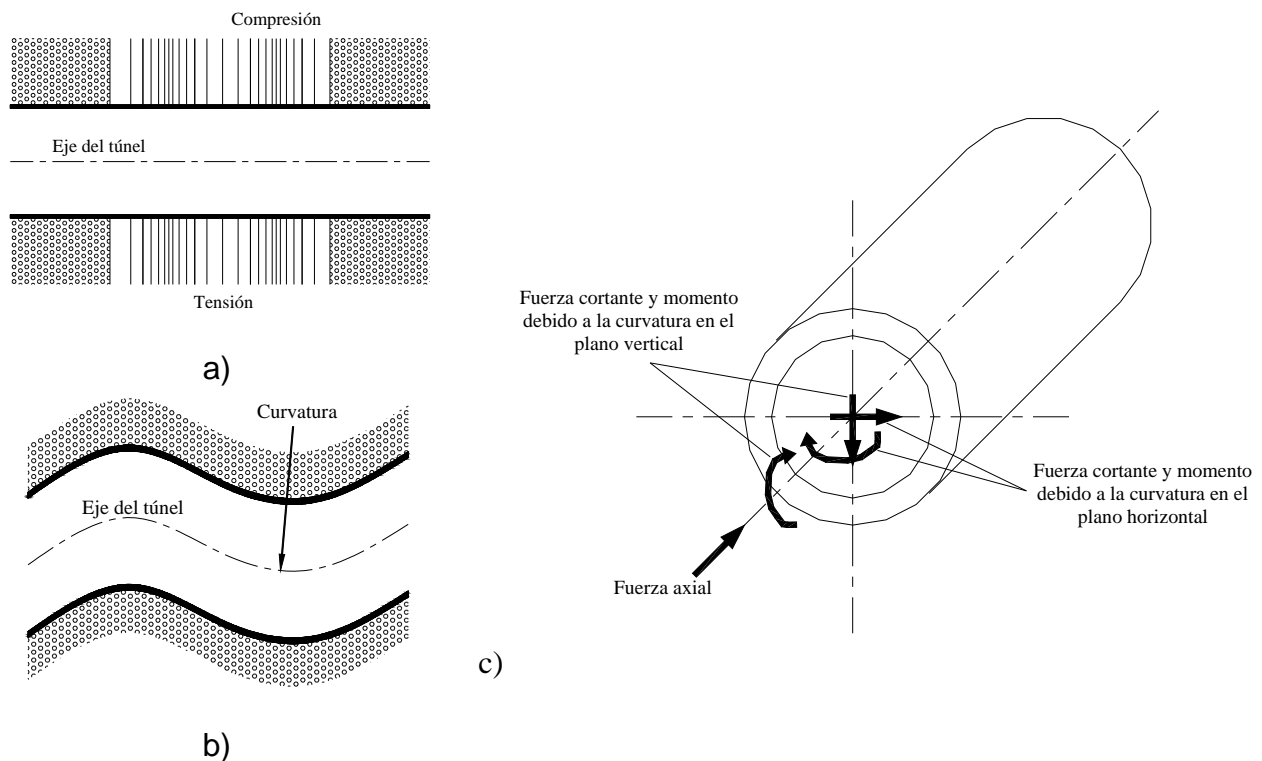


Figura 15.1. a) Deformaciones axiales de tensión y compresión; b) deformaciones por curvatura (Wang, 1993) y c) fuerzas y momentos inducidos por las ondas sísmicas en sentido longitudinal (adaptada de Hashash *et al*, 2001).

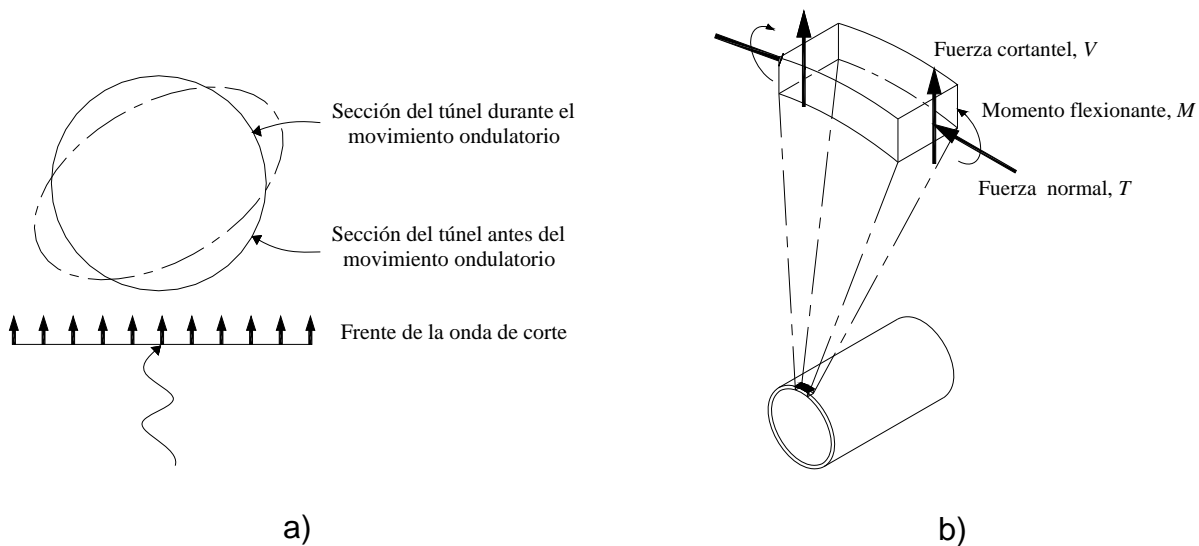


Figura 15.2. a) Deformación diametral u ovalización (Wang, 1993) y b) fuerzas y momentos inducidos por las ondas sísmicas en sentido transversal (adaptada de Hashash *et al*, 2001).

### 3.15.1.1 Ecuación de onda unidimensional

La ecuación de onda (ecuación 15.1) se emplea para determinar las deformaciones unitarias longitudinales de un túnel durante una excitación sísmica. La solución de dicha ecuación es una función de desplazamiento que depende tanto del tiempo como de la posición. A continuación se describen algunas soluciones en las que se fundamenta el análisis dinámico de túneles.

$$\frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial t^2} = C^2 \cdot \frac{\partial^2 \mathbf{u}}{\partial x^2} \quad (15.1)$$

Newmark (1968) propone una solución para determinar la deformación unitaria axial máxima,  $\epsilon_{\text{máx}}$ , y la curvatura máxima,  $K_{\text{máx}}$ , que experimenta un elemento; como puede ser un túnel o una tubería. La solución se hace a partir de un análisis sencillo del desplazamiento relativo entre dos puntos arbitrarios, separados una distancia  $b$  como se muestra en la figura 15.3.

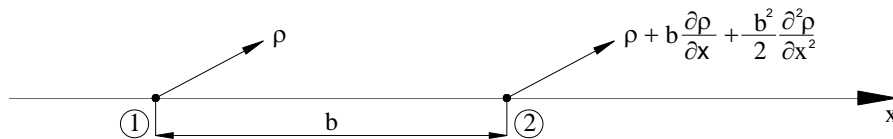


Figura 15.3. Desplazamientos relativos (Newmark, 1968).

Considerando un desplazamiento  $\rho$  en el punto 1 y  $\rho$  más un incremento en el punto 2 y suponiendo que la onda se propaga del punto 1 hacia el punto 2 (figura 15.3) con un desplazamiento  $\rho$  de la forma:

$$\rho = f(x - C \cdot t) \quad (15.2)$$

En la ecuación 15.2,  $\rho$  es una función que depende de la distancia  $x$  y del tiempo  $t$ ; y la velocidad de propagación de onda  $C$  es una constante.

Al realizar las primeras y segundas derivadas parciales con respecto a  $x$  y  $t$ , e igualando dichas ecuaciones, se obtienen que la  $\varepsilon_{\text{máx}}$  es la velocidad de cambio del desplazamiento (pendiente) y la  $K_{\text{máx}}$  es la velocidad de cambio de la pendiente:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{C} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \rightarrow \varepsilon_{\text{máx}} = -\frac{v_{\text{máx}}}{C} \quad (15.3)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{C^2} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \rightarrow K_{\text{máx}} = \frac{a_{\text{máx}}}{C^2} \quad (15.4)$$

donde

- $v_{\text{máx}}$  es la velocidad máxima en el punto 1
- $a_{\text{máx}}$  es la aceleración máxima en el punto 1

Las ecuaciones 15.3 y 15.4, se propusieron para determinar la deformación unitaria longitudinal máxima que experimenta un elemento al extenderse y al ondularse; como por ejemplo: en un túnel o en una tubería.

Posteriormente, Kuesel (1969) propuso una solución más rigurosa, empleando los mismos conceptos que Newmark y de dinámica elemental, para ser aplicada en el *Sistema de transporte rápido del Área de la Bahía de San Francisco (SFBARTS, por sus siglas en inglés)*. Para ese entonces, este sistema debía incluir la construcción de 14 millas de túneles en estratos aluviales densos, arenas cementadas y arcillas blandas. Una de sus principales contribuciones en la solución, para determinar la deformación unitaria axial causada por la onda sísmica de corte de tipo sinusoidal, es la consideración del ángulo de incidencia de la onda,  $\phi$ , con respecto al eje del túnel (figura 15.4).

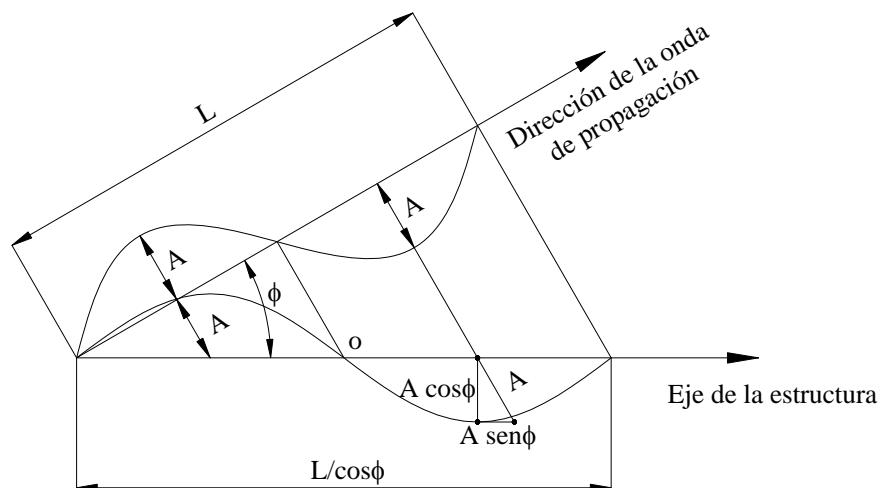


Figura 15.4. Onda oblicua con respecto al eje de la estructura (Kuesel, 1969).

Para obtener la deformación unitaria axial o longitudinal propuso que:

$$\varepsilon_a = \frac{2 \cdot \pi \cdot A}{L} \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\phi) \quad (15.5)$$

Para obtener la deformación por curvatura propuso que:

$$\varepsilon_b = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot A}{L^2} \cdot W \cdot \cos^3(\phi) \quad (15.6)$$

donde:

W es el ancho de la estructura

A y L son la amplitud y longitud de onda.

La solución es la suma de las deformaciones unitarias axial y por curvatura:

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_b = \frac{2 \cdot \pi \cdot A}{L} \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\phi) + \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot A}{L^2} \cdot W \cdot \cos^3(\phi) \quad (15.7)$$

En general, el diseño sísmico de túneles se puede dividir en dos vertientes: túneles en roca o suelo duro y túneles en suelo blando. Estos dos grupos se deben básicamente en considerar o no la interacción suelo-revestimiento en suelos blandos, como se describe a continuación.

### 3.15.2 TÚNELES EN ROCA O SUELO DURO

Como se mencionó, los efectos que causan las ondas sísmicas son las deformaciones axiales y por curvatura en sentido longitudinal, así como la ovalización o *racking* en sentido transversal. Por tanto, se comentará a continuación las ecuaciones desarrolladas para determinar las deformaciones unitarias en túneles de sección circular en roca o suelo duro.

#### 3.15.2.1 Deformaciones unitarias longitudinales

St. John y Zahrah (1987) retomaron los estudios realizados por Newmark (1968) y Kuesel (1969), proponiendo ecuaciones para calcular las deformaciones unitarias longitudinales para las ondas de cuerpo y superficiales. En el caso de las ondas de corte, realizaron simplificaciones con relaciones básicas de longitud de onda L, frecuencia angular  $\omega$ , velocidad máxima  $v_{\text{máx}}$  y aceleración máxima  $a_{\text{máx}}$ . Los cocientes de la ecuación 15.7 pueden simplificarse de la siguiente manera:

$$\frac{2 \cdot \pi \cdot A}{L} = \frac{2 \cdot \pi \cdot A}{\frac{2 \cdot \pi \cdot C_s}{\omega}} = \frac{\omega \cdot A}{C_s} = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \quad (15.8)$$

$$\frac{4 \cdot \pi^2 \cdot A}{L^2} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot A}{\left(\frac{2 \cdot \pi \cdot C_s}{\omega}\right)^2} = \frac{\omega^2 \cdot A}{C_s^2} = \frac{a_{\text{máx}}}{C_s^2} \quad (15.9)$$

donde

$C_s$  es la velocidad de propagación de onda al corte.

Por lo tanto, al realizar las respectivas sustituciones en  $\varepsilon_a$  y en  $\varepsilon_b$ ; haciendo notar que para  $\varepsilon_b$  el ancho de la estructura,  $W$ , se cambió por el radio efectivo del túnel,  $R$ :

$$\varepsilon_a = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\phi) \quad (15.10)$$

$$\varepsilon_b = \pm \frac{a_{\text{máx}}}{C_s^2} \cdot R \cdot \cos^3(\phi) \quad (15.11)$$

La deformación unitaria,  $\varepsilon$ , en sentido longitudinal, debida a las ondas de corte con un ángulo de incidencia, se obtiene con la siguiente ecuación (St. John y Zahrah, 1987):

$$\varepsilon = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\phi) \pm \frac{a_{\text{máx}}}{C_s^2} \cdot R \cdot \cos^3(\phi) \quad (15.12)$$

Diversos autores (eg. Hashash *et al*, 2001) sugirieron emplear el valor del ángulo de incidencia  $\phi = 45^\circ$  para obtener el máximo valor de la deformación unitaria. Sin embargo, en el diseño de túneles de gran tamaño no se recomienda que sea de esta manera; ya que, dependiendo de los parámetros del movimiento del terreno, puede ser más crítico un ángulo de incidencia menor a  $45^\circ$  como se ejemplifica en la figura 15.5. Para un  $R=10.0\text{m}$ , el  $\phi$  crítico se presenta a  $43.6^\circ$  y a  $42.2^\circ$ , para velocidades de propagación de onda de 800 y 415 m/s, respectivamente.

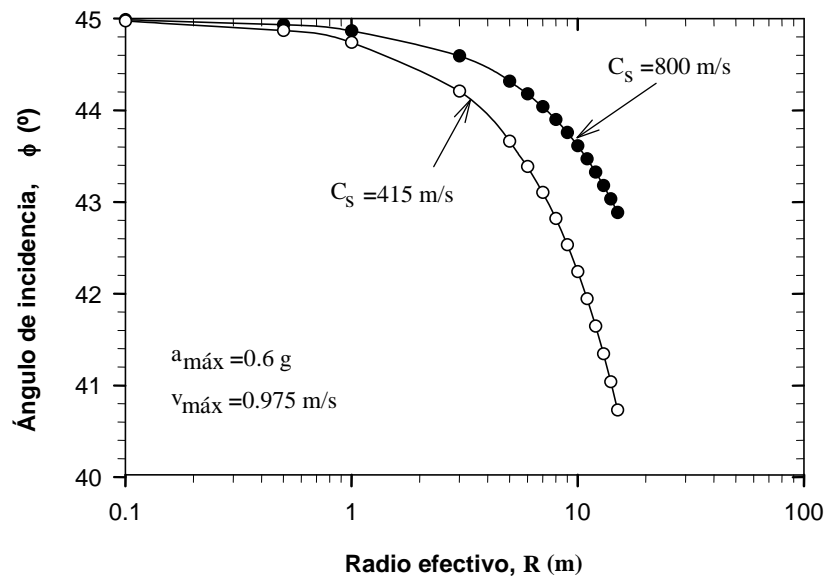


Figura 15.5. Variación del ángulo de incidencia crítico con respecto al radio efectivo del túnel

### 3.15.2.2 Deformaciones unitarias por ovalización

El desarrollo de las deformaciones por ovalización ocurre cuando las ondas se propagan perpendicularmente al eje del túnel. Para su análisis se considera una sección transversal, bidimensionalmente o estado plano de deformaciones (Wang, 1993).

Las deformaciones angulares del medio se pueden definir de dos maneras, considerando que el medio no está perforado (figura 15.6a) o que el medio está perforado (figura 15.6b).

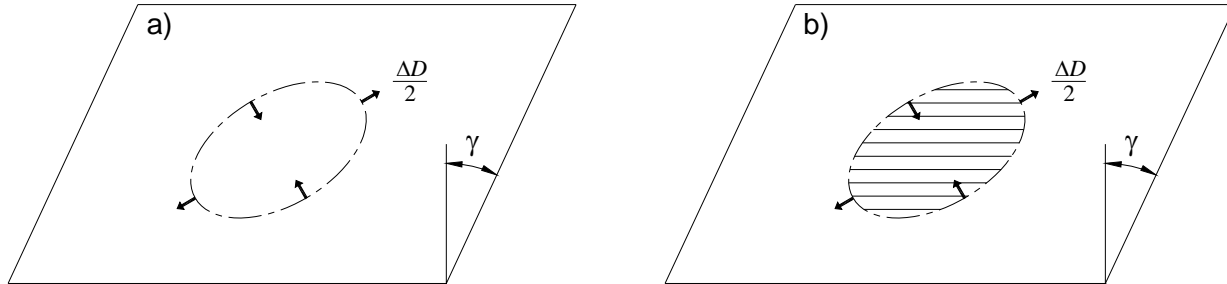


Figura 15.6. Deformación por cortante de campo libre de medio perforado y no perforado (Wang, 1993).

La deformación unitaria diametral,  $\Delta D/D$ , se determina con la ecuación 15.13 para el caso en que se considera el medio no perforado y para el medio perforado con la ecuación 15.14. Se entiende por medio a la roca o suelo duro.

$$\left(\frac{\Delta D}{D}\right)_{\text{máx}} = \pm \frac{\gamma_{\text{máx}}}{2} \quad (15.13)$$

$$\left(\frac{\Delta D}{D}\right)_{\text{máx}} = \pm 2 \cdot \gamma_{\text{máx}} \cdot (1 - \nu_m) \quad (15.14)$$

En ambas ecuaciones se asume la ausencia del revestimiento, ignorando la interacción túnel-medio. La ecuación 15.14 provee un criterio razonable para determinar la deformación unitaria diametral máxima para un túnel con rigidez menor con respecto al medio que lo rodea,  $F > 20$  (Peck, Hendron y Mohraz, 1972)).

Las ecuaciones para determinar las deformaciones unitarias por ovalización se basan en la Teoría de Cascarones para un cilindro circular (Flügge, 1960). Las soluciones se dan tanto para la deformación unitaria debida a la fuerza normal,  $\varepsilon_{\text{Tov}}$ , como para la deformación unitaria debida al momento,  $\varepsilon_{\text{bov}}$ , (Wang, 1993); de modo que, las deformaciones que produce la onda de corte en la sección transversal del túnel son:

Debidas a la fuerza normal:

$$\varepsilon_{\text{Tov}} = 3 \cdot (1 - \nu_m) \cdot \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \frac{t}{R} \quad (15.15)$$



Debidas al momento flexionante:

$$\varepsilon_{\text{bov}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_m}{E_L} \cdot \frac{(1 - \nu_L^2)}{(1 + \nu_m)} \cdot \frac{\nu_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \frac{R}{t} \quad (15.16)$$

Donde:  $t$  es el espesor del revestimiento,  $\nu$  y  $E$  son la relación de Poisson y el módulo de elasticidad, respectivamente. El subíndice  $m$  corresponde al medio (roca o suelo duro) y el subíndice  $L$  al material del revestimiento.

Por lo que, la deformación unitaria total por ovalización,  $\varepsilon_{\text{ov}}$ , es la suma de las ecuaciones 15.15 y 15.16, es decir:

$$\varepsilon_{\text{ov}} = \varepsilon_{\text{Tov}} + \varepsilon_{\text{bov}} \quad (15.17)$$

$$\varepsilon_{\text{ov}} = \frac{\nu_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \left[ 3 \cdot (1 - \nu_m) \cdot \frac{t}{R} + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_m}{E_L} \cdot \frac{(1 - \nu_L^2)}{(1 + \nu_m)} \cdot \frac{R}{t} \right] \quad (15.18)$$

Las ecuaciones 15.12 y 15.18 se han empleado en el diseño dinámico de túneles en el estado de California, EUA (Wang, 1993), y se han incorporado en manuales (USACE, 1997 y Monsees, 1996), ya que arrojan resultados aceptables para condiciones donde el revestimiento es más flexible que la roca o suelo duro que lo rodea (el túnel se deforma de acorde al medio).

### 3.15.3 TÚNELES EN SUELO BLANDO

El método de deformaciones de campo-libre es una herramienta de diseño simple y efectiva cuando las distorsiones en el medio son pequeñas (por ejemplo: medio muy rígido, o en donde la estructura es flexible en comparación con el medio circundante). Sin embargo, en muchos casos (en suelos blandos), el método arroja resultados demasiado conservadores debido a que las distorsiones de campo-libre en suelos blandos son muy grandes (Hashash *et al*, 2001).

#### 3.15.3.1 Análisis en sentido longitudinal

La presencia de una estructura subterránea modifica las deformaciones de campo-libre. El procedimiento analítico para estimar las deformaciones unitarias y los esfuerzos desarrollados en estructuras que resisten el movimiento del terreno durante una excitación sísmica está basado en la teoría de Propagación de Onda en un medio infinito, homogéneo, isotrópico y elástico, junto con la teoría para una viga elástica en una cimentación elástica (St. John y Zahrah, 1987). Bajo carga sísmica, la sección transversal del túnel experimentará deformaciones unitarias axiales, flexionantes y cortantes debidas a la curvatura y a la deformación axial (figura 15.1).

Las ecuaciones para calcular la fuerza axial,  $Q$ , el momento flexionante,  $M$ , y el esfuerzo cortante,  $V$ , máximos son las siguientes:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{\frac{2 \cdot \pi}{L}}{2 + \left( \frac{E_L \cdot A_L}{K_a} \right) \left( \frac{2 \cdot \pi}{L} \right)^2} \cdot D_a \quad (15.19)$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{\left( \frac{2 \cdot \pi}{L} \right)^2}{1 + \left( \frac{E_L \cdot I_L}{K_t} \right) \left( \frac{2 \cdot \pi}{L} \right)^4} \cdot D_b \quad (15.20)$$

$$V_{\text{máx}} = M_{\text{máx}} \cdot \frac{2 \cdot \pi}{L} \quad (15.21)$$

donde

$L$  es la longitud de onda

$D_a$  y  $D_b$  son las amplitudes de onda debidas a las deformaciones axiales y por curvatura (ecuaciones 15.10 y 15.11), respectivamente

$E_L$  es el módulo de elasticidad de la sección transversal del revestimiento

$A_L$  es el área transversal de la sección transversal del revestimiento

$I_L$  es el momento de inercia de la sección transversal del revestimiento

$K_a$  y  $K_t$  son el módulo de reacción.

La longitud de onda se puede estimar con la ayuda del período natural efectivo del depósito, que se puede estimar con (Dobry *et al*, 1976), siendo  $H$  el espesor del depósito:

$$L = T \cdot C_s = \frac{4 \cdot H}{C_s} \cdot C_s = 4 \cdot H \quad (15.22)$$

Las amplitudes de onda por deformación axial se determinan con las ecuaciones 15.23 y 15.24, con un ángulo de incidencia de  $45^\circ$ :

$$D_a = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \frac{L}{2 \cdot \pi} \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\phi) = \frac{L}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \quad (15.23)$$

$$D_b = \frac{a_{\text{máx}}}{C_s^2} \cdot \left( \frac{L}{2 \cdot \pi} \right)^2 \cdot \cos^3(\phi) = \left( \frac{L}{2 \cdot \pi} \right)^2 \cdot \frac{a_{\text{máx}}}{C_s^2} \cdot \cos^3(45^\circ) \quad (15.24)$$

En el caso del módulo de reacción se considera que es igual, tanto en sentido longitudinal como en sentido transversal. La determinación del módulo de reacción se origina a partir de la solución al problema de Kelvin en 1748 (Davis y Selvadurai, 1996). Por lo que, St John y Zahrah (1987) proponen la siguiente solución:

$$K_a = K_t = \frac{32 \cdot \pi \cdot G_m \cdot (1 - \nu_m)}{(3 - 4\nu_m)} \cdot \frac{R}{L} \quad (15.25)$$

donde

$G_m$  es el módulo de rigidez al corte del suelo

Finalmente, las deformaciones unitarias debidas a la fuerza axial y a la curvatura se determinan como la suma de cada componente:

$$\varepsilon_a = \frac{Q_{\text{máx}}}{E_L \cdot A_L} \quad (15.26)$$

$$\varepsilon_b = \frac{M_{\text{máx}}}{E_L \cdot I_L} \cdot R \quad (15.27)$$

$$\varepsilon_{\text{máx}} = \varepsilon_a + \varepsilon_b = \frac{Q_{\text{máx}}}{E_L \cdot A_L} + \frac{M_{\text{máx}}}{E_L \cdot I_L} \cdot R \quad (15.28)$$

### 3.15.3.2 Análisis en sentido transversal

Tomando como antecedente el trabajo de interacción, entre el túnel y el medio, realizado por Mohraz, *et al*, (1975), para determinar los efectos que provoca la ovalización en el revestimiento de un túnel se han desarrollado diversos estudios, en los cuales se analizan dos condiciones de la interfaz del suelo-revestimiento; en la primera se considera con deslizamiento y en el otro caso sin deslizamiento. Wang (1993) propone analizar los dos casos y considerar el más desfavorable.

La fuerza normal,  $T$ , el momento flexionante,  $M$ , y la deformación unitaria diametral,  $\Delta D/D$ , que se presentan por la ovalización (figura 15.2), se estiman mediante una serie de ecuaciones a partir de las soluciones para carga externa, planteadas por Peck, Hendron y Mohraz (1972) en condiciones estáticas, en la que se sustituye la presión total por el esfuerzo cortante y el valor del coeficiente de empuje de tierra en reposo,  $K_0$ , igual a  $-1$  para simular la condición de corte simple en el campo (Wang, 1993); entonces, para la condición en la que se presenta deslizamiento en la interfaz suelo-revestimiento:

$$T_{\text{máx}} = \pm \frac{1}{6} \cdot K_1 \cdot \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} \cdot R \cdot \gamma_{\text{máx}} \quad (15.29)$$

$$M_{\text{máx}} = \pm \frac{1}{6} \cdot K_1 \cdot \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} \cdot R^2 \cdot \gamma_{\text{máx}} \quad (15.30)$$

$$\left( \frac{\Delta D}{D} \right)_{\text{máx}} = \pm \frac{1}{3} \cdot K_1 \cdot F \cdot \gamma_{\text{máx}} \quad (15.31)$$

El coeficiente,  $K_1$ , es la simplificación del coeficiente,  $b_2$ , de las ecuaciones originales publicadas por Peck, Hendron y Mohraz (1972), definiéndose con la siguiente ecuación;

$$K_1 = \frac{12 \cdot (1 - \nu_m)}{2 \cdot F + 5 - 6\nu_m} \quad (15.32)$$

En las ecuaciones 15.31 y 15.32 se incluye la relación de flexibilidad,  $F$ , definida originalmente por Höeg (1968), posteriormente fue simplificada para quedar de la siguiente forma:

$$F = 2 \cdot \frac{E_m}{E_L} \cdot \frac{(1 - \nu_L^2)}{(1 + \nu_m)} \cdot \left(\frac{R}{t}\right)^3 \quad (15.33)$$

Para la condición de no deslizamiento en la interfaz suelo-revestimiento, basándose en su trabajo de soportes para túneles (1979), Schwartz y Einstein propusieron en 1980 una solución que considera únicamente la fuerza normal,  $T$ .

$$T_{\text{máx}} = \pm K_2 \cdot \frac{E_m}{(1 + \nu_m)} \cdot R \cdot \gamma_{\text{máx}} \quad (15.34)$$

$$K_2 = \frac{F \cdot [(1 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m) \cdot C] - \frac{1}{2} \cdot (1 - 2\nu_m)^2 + 2}{F \cdot [(3 - 2\nu_m) - (1 - 2\nu_m) \cdot C] + C \left( \frac{5}{2} - 8\nu_m + 6\nu_m^2 \right) + 6 - 8\nu_m} \quad (15.35)$$

donde

$C$  es la relación de compresibilidad, también propuesta por Höeg (1968) y se define de la siguiente forma:

$$C = \frac{E_m}{E_L} \cdot \frac{(1 - \nu_L^2)}{(1 + \nu_m) \cdot (1 - 2 \cdot \nu_m)} \cdot \frac{R}{t} \quad (15.36)$$

Los criterios de análisis dinámico de túneles en suelos blandos no están unificados; ya que, cuando no se desarrolla el deslizamiento entre el túnel y el suelo, se presentan dos vertientes: la primera de éstas corresponde a la descrita anteriormente y la segunda se refiere a la propuesta desarrollada por Penzien (2000). Sin embargo, se han encontrado diferencias en los resultados obtenidos para la fuerza normal,  $T$ , con resultados que son mayores en un 450% hasta un 750% con el método de Penzien, estas mismas diferencias se verificaron al comparar el método de Penzien con resultados obtenidos en PLAXIS (Hashash, Park y Chiang, 2005). Así mismo, existe la propuesta para modificar las ecuaciones de momentos debidos a la ovalización (Pakbaz y Yareevand, 2005). De este modo, se debe tomar en cuenta que existen diversos criterios para analizar un túnel en suelo blando en condiciones dinámicas, arrojando resultados totalmente distintos entre éstos; por lo que es necesario considerar estas limitaciones y tener la precaución en caso de emplearlos.

# **SECCIÓN 3.16**

## **ESTRUCTURAS TIPO 13**

### **CIMENTACIONES**

**ÍNDICE**

3.16.1	CONSIDERACIONES GENERALES .....	287
3.16.2	CIMENTACIONES SUPERFICIALES .....	287
3.16.2.1	Estado límite de falla .....	287
3.16.2.2	Estado límite de servicio .....	293
3.16.3	CIMENTACIONES PROFUNDAS.....	293
3.16.3.1	Estado límite de falla .....	294
3.16.3.2	Estado límite de servicio .....	299

### 3.16.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La capacidad de carga de cimentaciones superficiales en condiciones estáticas es un tópico ampliamente estudiado como lo demuestran las teorías presentadas en los trabajos de Prandtl, Terzaghi, Meyerhof, Skempton, Hansen y Vesic. Todas estas teorías, se aceptan en la práctica, en mayor o menor grado, ya que algunas de ellas se ajustan más a los resultados de campo que otras o simplemente porque ofrece resultados más conservadores. En cualquier caso, todas estas teorías llevan a que existan varios criterios para el diseño de cimentaciones.

En cuanto a la capacidad de carga de cimentaciones superficiales en condiciones dinámicas es un tópico poco explorado y, por lo tanto, es en la actualidad un tema de investigación importante en el área de la ingeniería geotécnica.

En el diseño dinámico de cimentaciones para subestructuras que soportan equipos o máquinas se han propuesto diversos modelos aceptables (eg. Prakash y Puri, 1988), ya que se conocen de manera más precisa los parámetros de excitación, lo cual no sucede en el caso de diseño por sismo. En la literatura se han publicado algunas teorías para el diseño sísmico de cimentaciones, sin embargo, no se ha podido desarrollar una que satisfaga todos los requerimientos para este tipo de análisis, debido a la complejidad propia de la excitación, lo que genera resultados con gran dispersión, algunos de los cuales incluso no se han podido verificar experimentalmente.

Por esta razón, es conveniente continuar empelando las teorías de capacidad de carga en condiciones estáticas (condición pseudos-estática) para el diseño de cimentaciones por sismo mediante el uso de un método simplificado, que emplea las cargas y momentos obtenidos del análisis estructural de la superestructura, en donde se considera la acción sísmica en la combinación de cargas.

### 3.16.2 CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Atendiendo a lo mencionado, a continuación se desarrolla brevemente el estudio de la capacidad de carga dinámica en cimentaciones superficiales, describiendo de manera resumida lo que se ha propuesto hasta el momento.

#### 3.16.2.1 Estado límite de falla

Con respecto a la determinación de la capacidad de carga dinámica debido a sismo, una primera propuesta para resolver el problema de diseño sísmico de cimentaciones superficiales fue presentada por Meyerhof (1963), en la cual hace el análisis para determinar la capacidad de carga de una cimentación superficial sometida a una carga inclinada (figura 16.1). Al considerar en el diseño de la cimentación por sismo la carga inclinada como carga pseudo-estática, se resolvía de manera simple, pero parcialmente, dicho problema. Sin embargo, al emplear esta teoría, junto con las simplificaciones que implica, no se consideran las fuerzas de inercia de la masa de suelo.

Para mejorar esta primera propuesta, se propuso un análisis más completo que toma en cuenta los efectos de inercia del suelo en la cimentación, considerando la aplicación de una carga inclinada pseudo-estática en la zapata y determinando el Factor de Seguridad (FS) contra deslizamiento (eg. Teng, 1965), con las siguientes ecuaciones:

$$Q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (16.1)$$

$$FS = \frac{P_p + F - P_a}{Q_H} \quad (16.2)$$

Para tomar en cuenta la excentricidad de la carga en la zapata, Prakash (1981) propuso factores de reducción aplicados a los factores de capacidad de carga  $N_c$  y  $N_\gamma$  (figura 16.2).

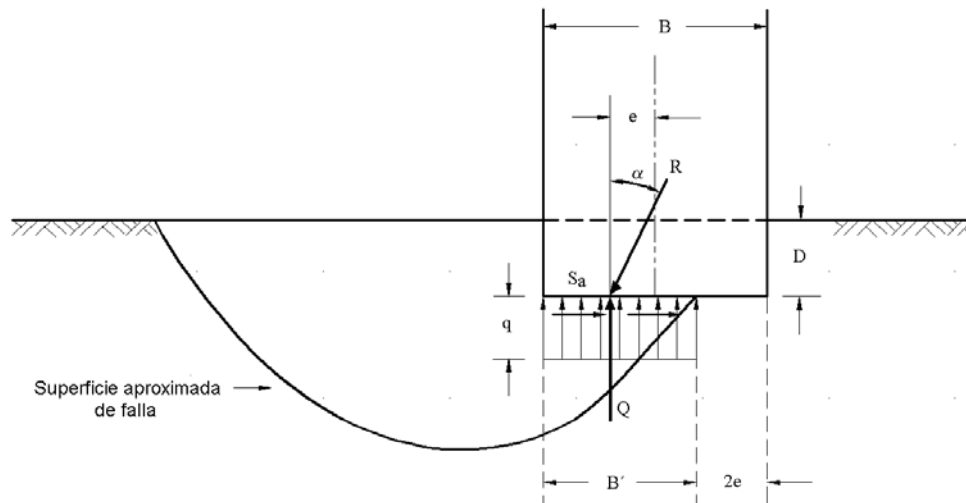


Figura 16.1. Base bajo carga inclinada excéntrica durante la falla.

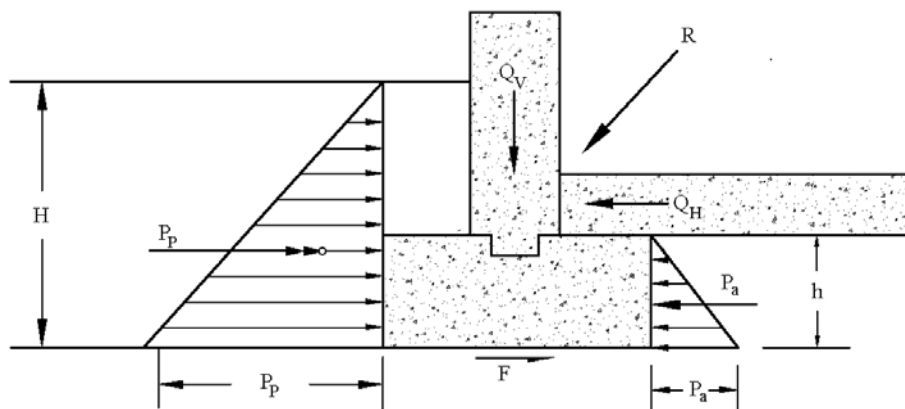


Figura 16.2. Acciones que se consideran en el diseño dinámico de cimentaciones (Prakash, 1981).

Posteriormente, Sarma e Iossifelis (1990) determinaron los factores de capacidad de carga dinámicos para zapatas corridas, basándose en la propuesta hecha por Janbu (1957), empleando métodos de estado límite de equilibrio aplicados a análisis de estabilidad de taludes y considerando que el suelo es rígido plástico y obedece al criterio de falla de Mohr-Coulomb. Asimismo, consideran el efecto de



inercia de la masa de suelo en términos de la aceleración sísmica horizontal,  $k_h W$  (pseudo-estático), donde  $k_h$  es el coeficiente de aceleración sísmica y  $W$  es el peso de la dovela.

Richards *et al*, (1990 y 1993) y Budhu y Al-Karni (1993) proponen factores de capacidad de carga dinámicos, considerando el efecto de la inercia del suelo mediante aceleraciones sísmicas horizontal y vertical. Ambos trabajos, emplean la teoría de la falla de Coulomb para determinar los planos de falla, tomando en cuenta los efectos de inercia de la masa de suelo por encima y debajo del nivel de desplante.

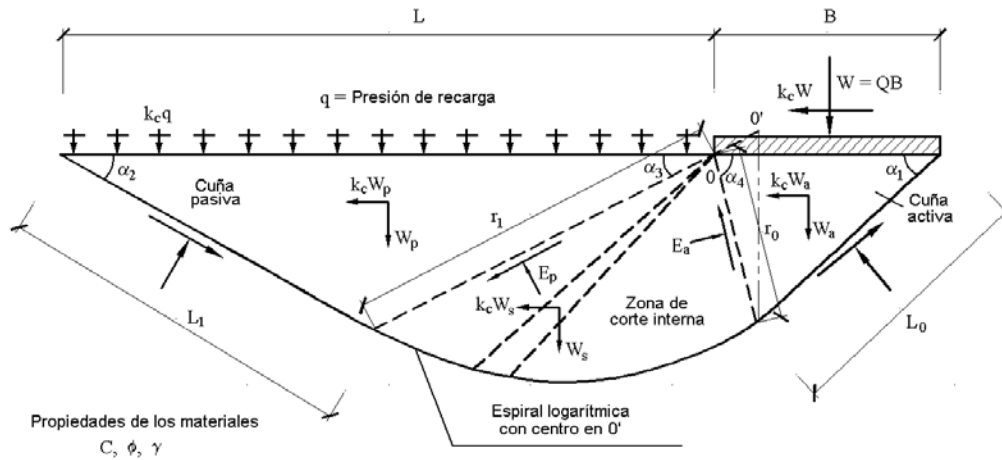


Figura 16.3. Geometría de la superficie crítica de deslizamiento para el caso general.  $W_a$  es el peso de la cuña activa,  $W_p$  es el peso de la cuña pasiva y  $W_s$  es el peso correspondiente a la zona de corte (Sarma e Iossifelis, 1990).

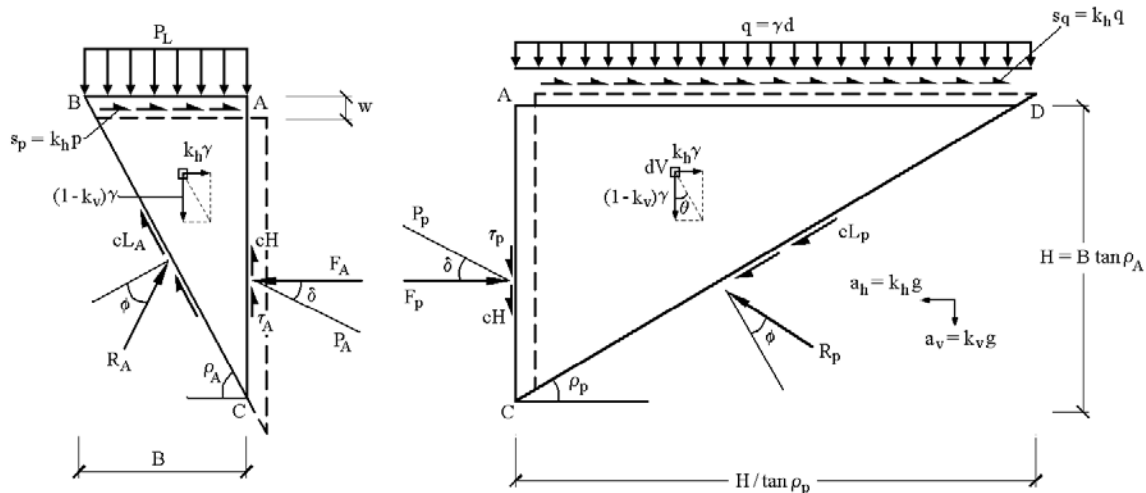


Figura 16.4. Mecanismo de Coulomb con fricción entre las cuñas,  $\delta$  (Richards *et al*, 1990).

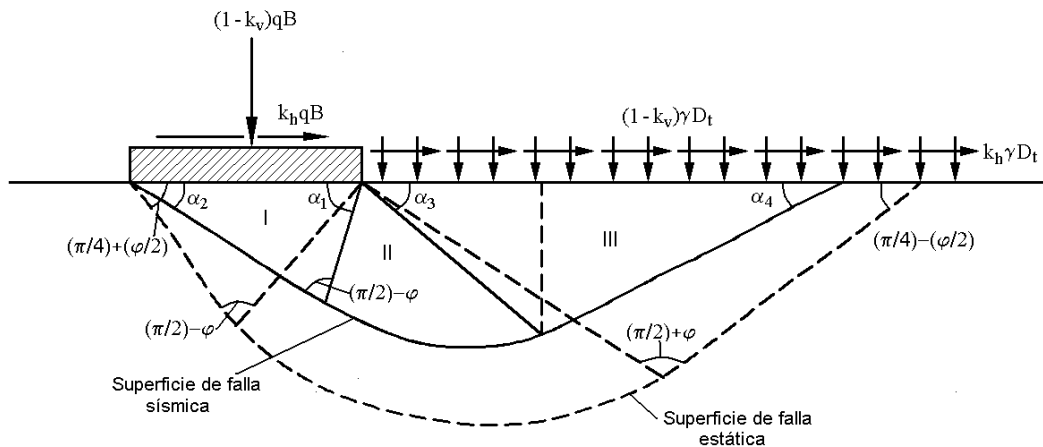


Figura 16.5. Superficies de falla estática y dinámica (Budhu y Al-Karni, 1993).

Finalmente, la mayoría de los estudios referentes a este tema, se han concentrado en propuestas para reducir los factores de capacidad de carga y en determinar factores de capacidad de carga dinámicos (eg. Kumar y Rao, 2002; Choudhury y Rao, 2005); sin embargo, todavía se presenta una gran dispersión en los resultados (figura 16.6).

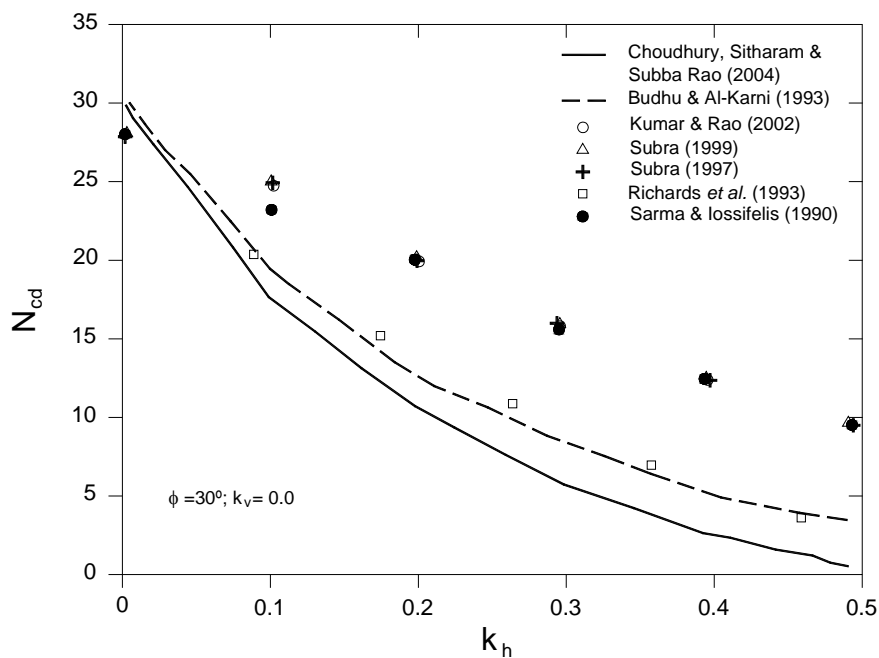


Figura 13.6a. Comparación de los factores de capacidad de carga calculados con métodos de diferentes autores (Choudhury y Rao, 2005).

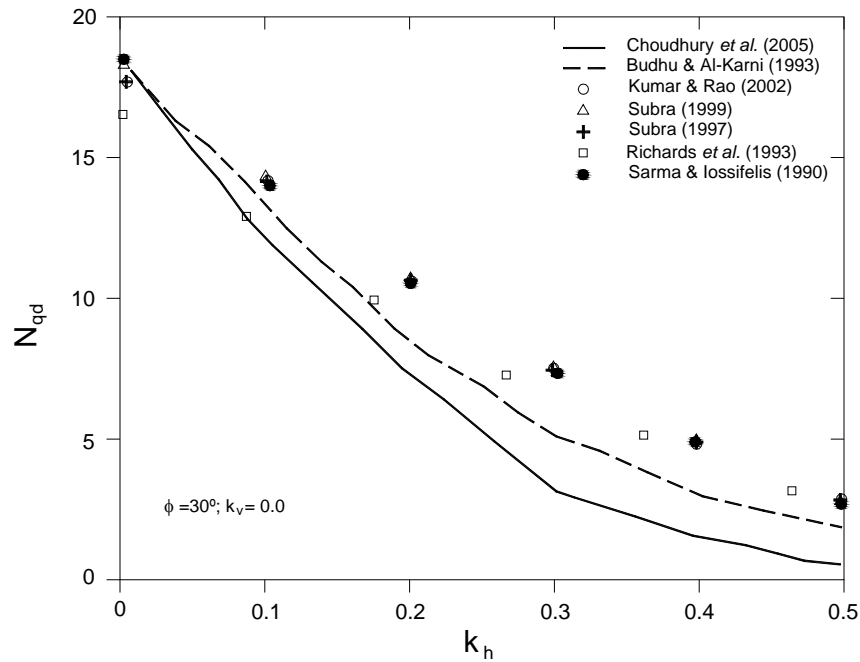


Figura 13.6b. Comparación de los factores de capacidad de carga calculados con métodos de diferentes autores (Choudhury y Rao, 2005).

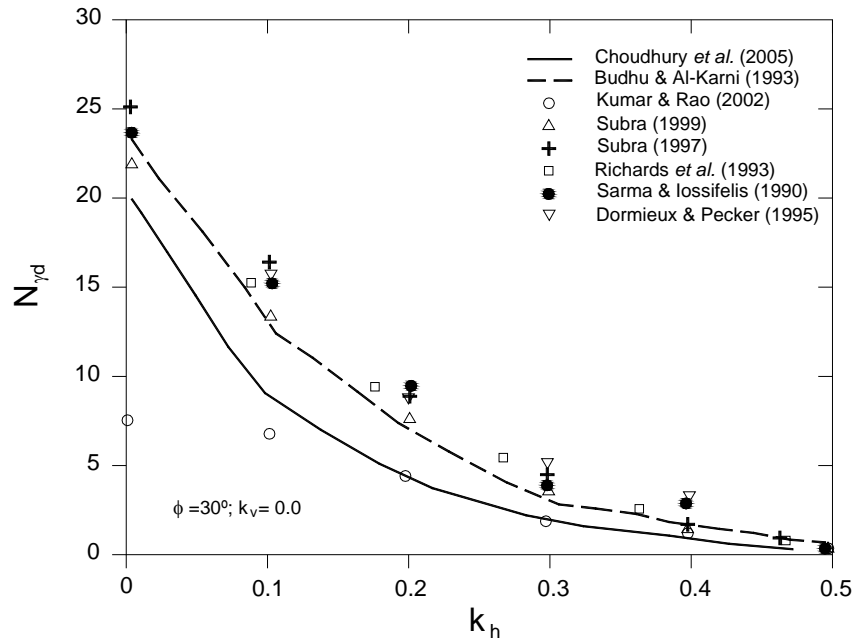


Figura 13.6c. Comparación de los factores de capacidad de carga calculados con métodos de diferentes autores (Choudhury y Rao, 2005).

Un aspecto fundamental que aporta este trabajo es que muestra la reducción de los factores de capacidad de carga conforme aumenta el coeficiente sísmico horizontal,  $k_h$ . Este fenómeno ha sido comprobado por otros investigadores (eg. Merlos y Romo, 2006), quienes desarrollaron un modelo de equilibrio límite para calcular desplazamientos verticales y rotaciones durante un evento sísmico, concluyendo que la cimentación puede experimentar una reducción en su capacidad de carga debido

al cambio de posición de la superficie de falla durante el sismo y demostrando que las características de la superficie de falla es dependiente de la magnitud de la aceleración que se presentan durante evento sísmico.

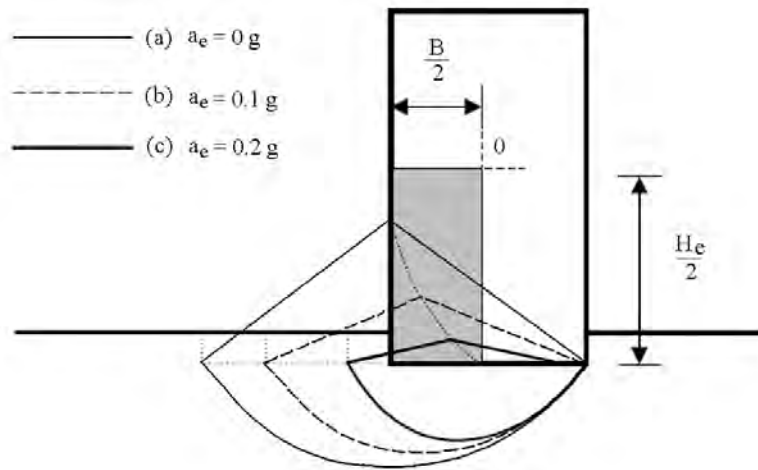


Figura 13.7. Superficies de falla para distintas aceleraciones en la estructura (Merlos y Romo, 2006).

Otro aspecto que se debe considerar en el diseño sísmico de cimentaciones superficiales es la susceptibilidad a la licuación del estrato que yace bajo el desplante de la cimentación. En Day (2002) se presenta una propuesta de análisis para suelos finos y suelos granulares en el estrato de desplante, utilizando una superficie de falla por punzonamiento y tomando en cuenta que el estrato licuable no tiene resistencia al corte. El inconveniente de esta propuesta, radica en la definición de la susceptibilidad a la licuación del estrato correspondiente.

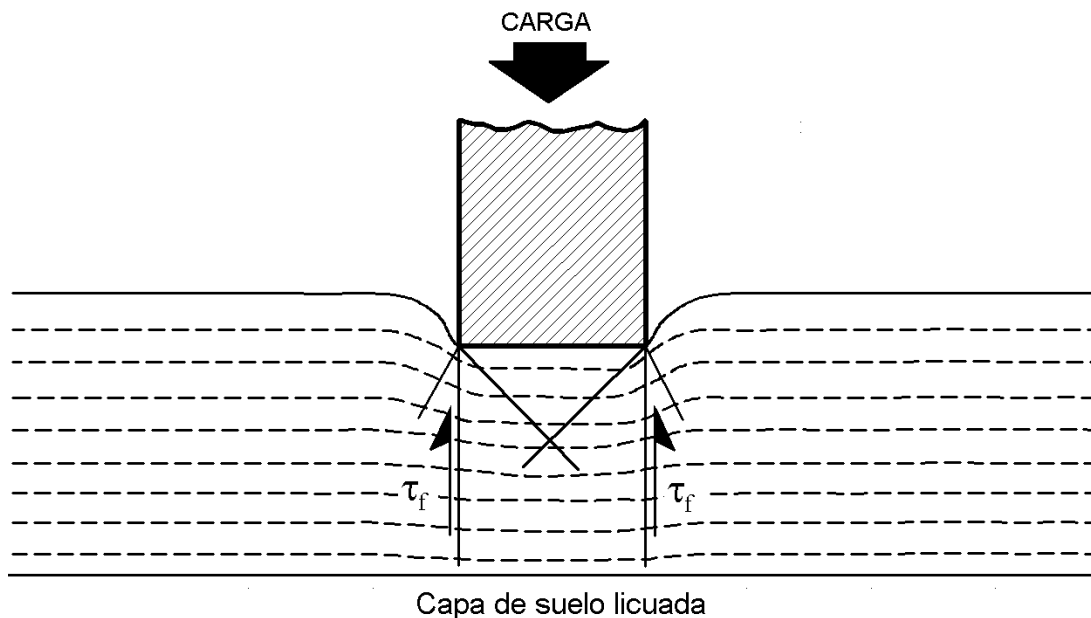


Figura 13.8. Análisis de corte por punzonamiento (Day, 2002).

## Tensión (Arrancamiento)

En la literatura existe información diversa sobre este tópico, la diferencia de estas teorías radica en la forma de la superficie de falla que se desarrolla y, que por tanto, se obtengan distintos resultados. Las teorías más conocidas son las de Balla (1961), Meyerhof y Adams (1968) y Vesic (1965). Estas teorías se discuten ampliamente en Das (1999).

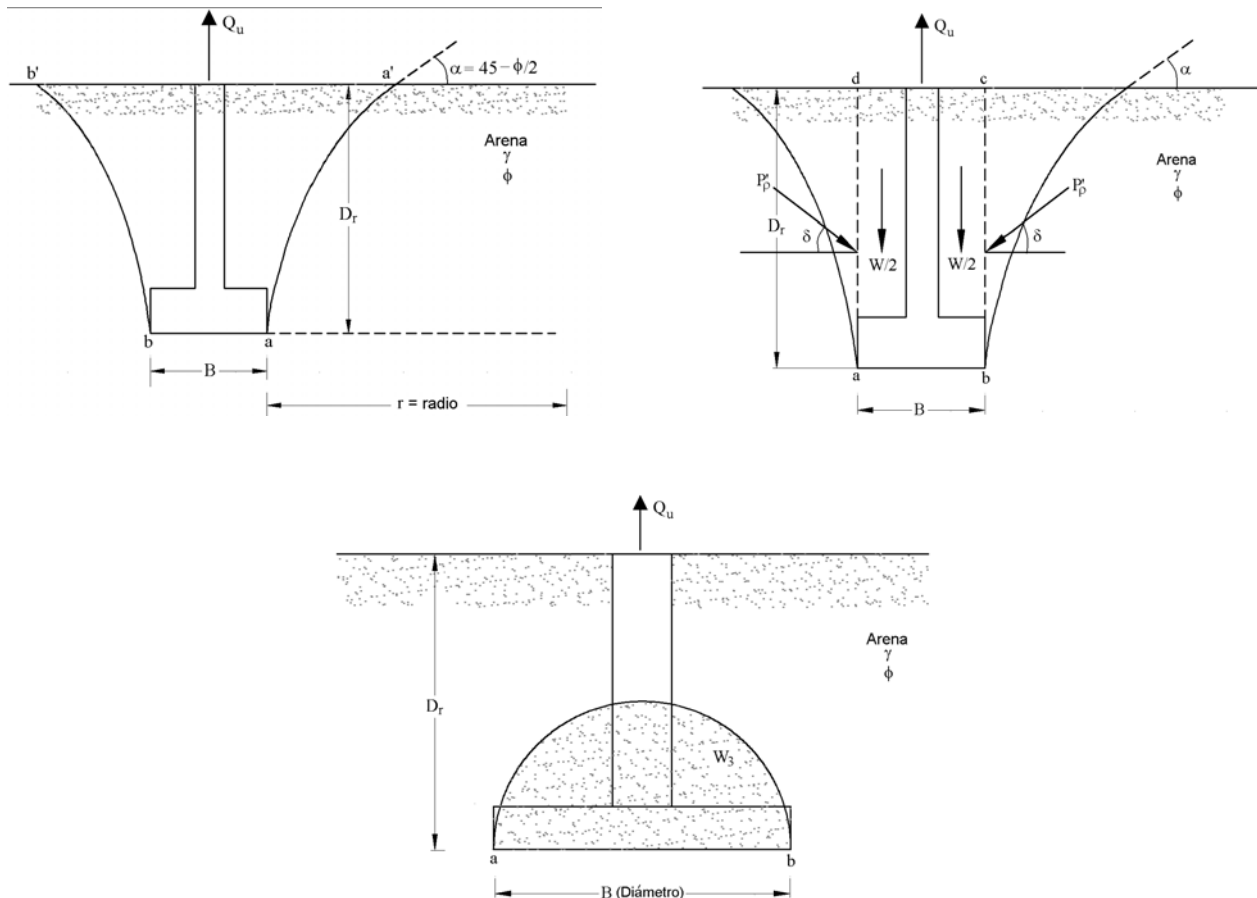


Figura 13.9. Representación de las superficies de falla propuestas por Balla (1961), Meyerhof y Adams (1968) y Vesic (1965), respectivamente.

### 3.16.2.2 Estado límite de servicio

Las deformaciones inducidas por sismo en una estructura son difíciles de determinar debido a que éstas dependen de la magnitud de la aceleración y de la duración, por lo que se ha recurrido a algunas soluciones elásticas para estimar los asentamientos como procedimiento en el diseño de las estructuras. La estimación de los asentamientos es más precisa mediante el empleo de la interacción suelo-estructura y el uso de programas de elemento finito.

## 3.16.3 CIMENTACIONES PROFUNDAS

En los presentes comentarios solamente se consideran las pilas y pilotes de punta.

### 3.16.3.1 Estado límite de falla

#### Carga lateral

Actualmente existe poca información referente al diseño dinámico de cimentaciones profundas, por lo que se han empleado métodos simplificados de análisis, considerando que las acciones sísmicas o de viento dan origen a momentos y cargas de tipo ascendente y lateral en las cimentaciones profundas (figura 13.10).

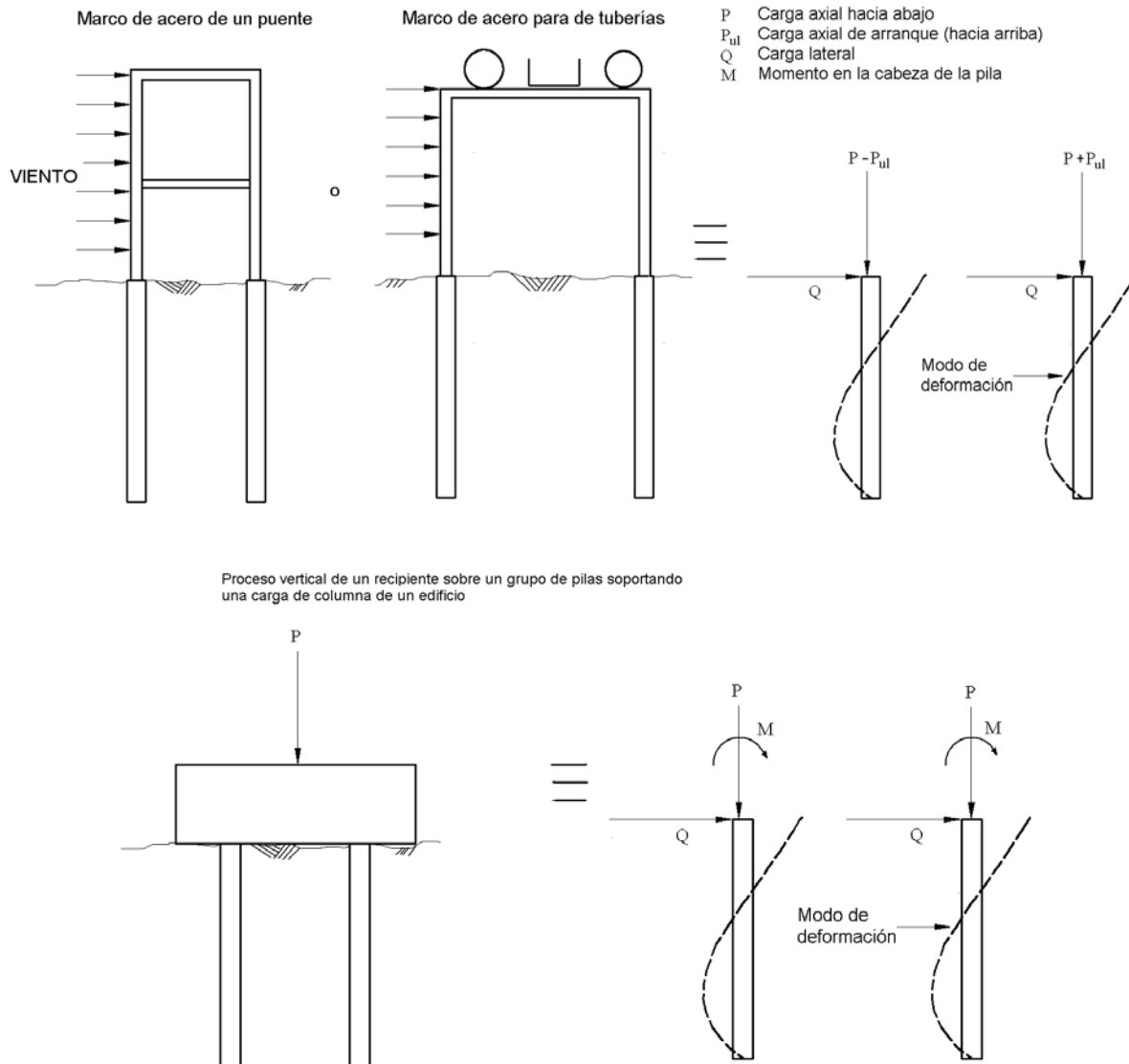


Figura 13.10. Pilotes sujetos a carga lateral (Prakash y Sharma, 1990).

Por esta razón, los estudios se han dirigido al estudio de la capacidad de carga lateral y carga por arrancamiento de pilas y pilotes. Estos estudios se desarrollan ampliamente en las publicaciones de Prakash y Sharma (1990), Das (2001), Poulos y Davis (1980) y Bowles (1997), entre otros.

Los métodos para calcular la resistencia a la carga lateral de pilotes verticales se pueden dividir en dos categorías (Prakash y Sharma, 1990):

- Métodos que calculan la resistencia lateral última, basados en la teoría de empuje de tierras:
  - a) método de Brinch-Hansen (1961). Es aplicable a suelos que presentan cohesión aparente y ángulo de fricción interna, además aplica a medios estratificados. La desventaja que presenta este método, es que aplica a un pilote o pila corta y requiere un proceso de prueba y error para estimar el punto de giro; b) método de Broms (1964). Hace una simplificación para la distribución de la resistencia última del suelo y es aplicable a pilotes y pilas largas o cortas, a suelos predominantemente finos o granulares, a pilas o pilotes de cabeza fija o libre; pero tiene la desventaja de que debe aplicarse a suelos homogéneos.

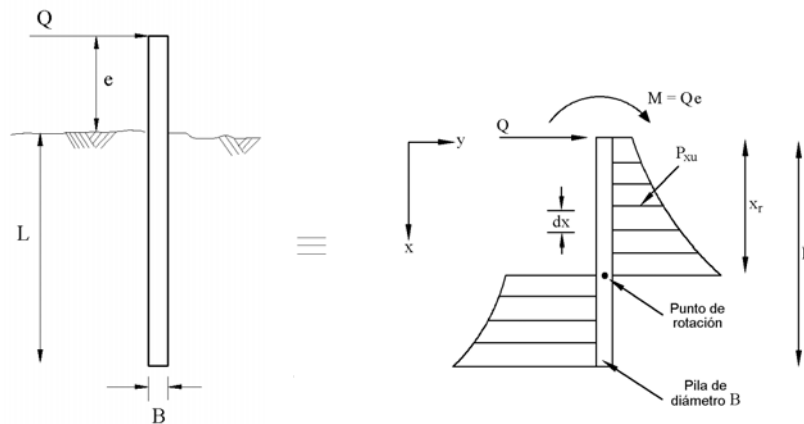


Figura 13.11. Distribución de la resistencia lateral (Prakash y Sharma, 1990).

- Métodos que determinan una deflexión permisible ante carga lateral:
  - a) Reese y Matlock (1956) desarrollaron una aproximación basada en la teoría de Winkler, empleando el módulo de reacción del suelo, en que se asume que el suelo se comporta como una serie de resortes linealmente elásticos independientes. Este método es relativamente simple y tiene la ventaja de incluir factores como la no linealidad y variación del módulo de reacción con respecto a la profundidad. Aplica a suelos estratificados y es de los métodos más usados; b) El modelo elástico propuesto por Poulos (1971a y 1971b) asume que el suelo es un medio elástico ideal. Contiene un mayor fundamentado teórico, con respecto a los demás y proporciona soluciones para medios estratificados con variación del módulo. En contra parte, es difícil obtener los parámetros de deformación y su correspondiente módulo, aunado a que no se ha verificado la teoría con problemas prácticos. El reglamento de diseño sísmico de cimentaciones en Japón (BSLJ, 2000) se basa en esta última categoría.

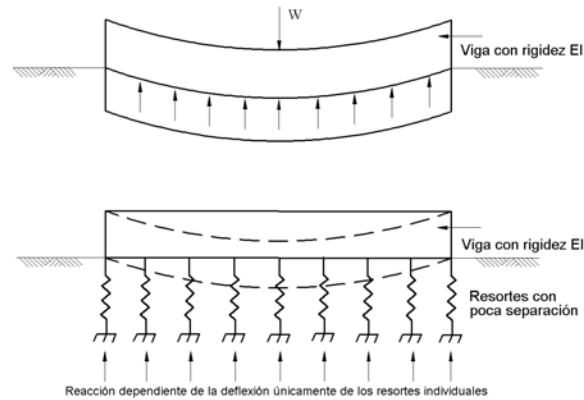


Figura 13.12. Idealización de Winkler (Prakash y Sharma, 1990).

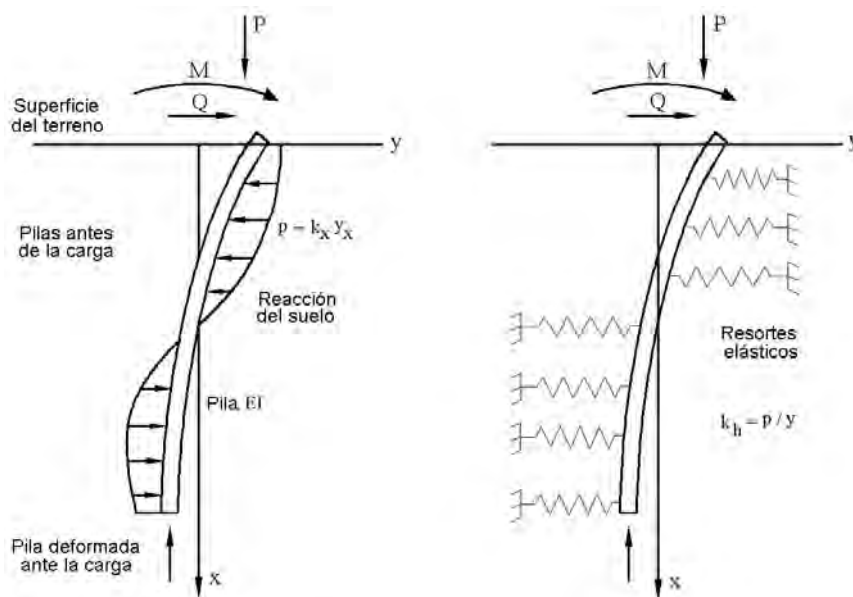


Figura 13.13. Comportamiento de una pila cargada lateralmente: aproximación del módulo de reacción (Prakash y Sharma, 1990).

En forma resumida, la carga lateral permisible en pilotes se puede determinar siguiendo los siguientes criterios:

1. Obtenida de la relación de la carga última entre un FS “adecuado”.
2. Asignando una deflexión lateral permisible.
3. Adoptando el valor más pequeño de las dos anteriores como la carga lateral de diseño (Prakash y Sharma, 1990)

Otra manera de determinar la carga lateral última es mediante pruebas de campo. Éstas generalmente se realizan para determinar la resistencia límite de las pilas o pilotes cuando la carga de diseño varía entre  $\frac{1}{4}$  y  $\frac{1}{2}$  de la carga última (Bowles, 1997).

Por otra parte, debido a la necesidad de determinar la respuesta de un pilote ante carga lateral y momento, se han planteado los siguientes métodos (Poulos y Davis, 1980):



- Cantiliver equivalente. Este método permite determinar la frecuencia de resonancia y la amplitud de vibración. Sin embargo, no se obtienen información sobre momentos esfuerzos y desplazamientos a lo largo del pilote.

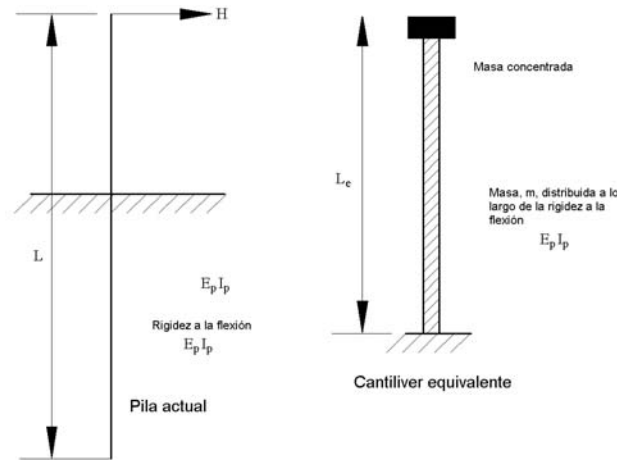


Figura 13.14. Idealización para el análisis de un pilote con momento y carga lateral mediante el método del cantiliver equivalente (Poulos y Davis, 1980).

- Diferencias finitas. En este método, el pilote se considera como una viga en una cimentación elástica. El método permite obtener momentos, esfuerzos y desplazamientos a lo largo del pilote, considerando cargas harmónicas o de impacto (Poulos y Davis, 1980).

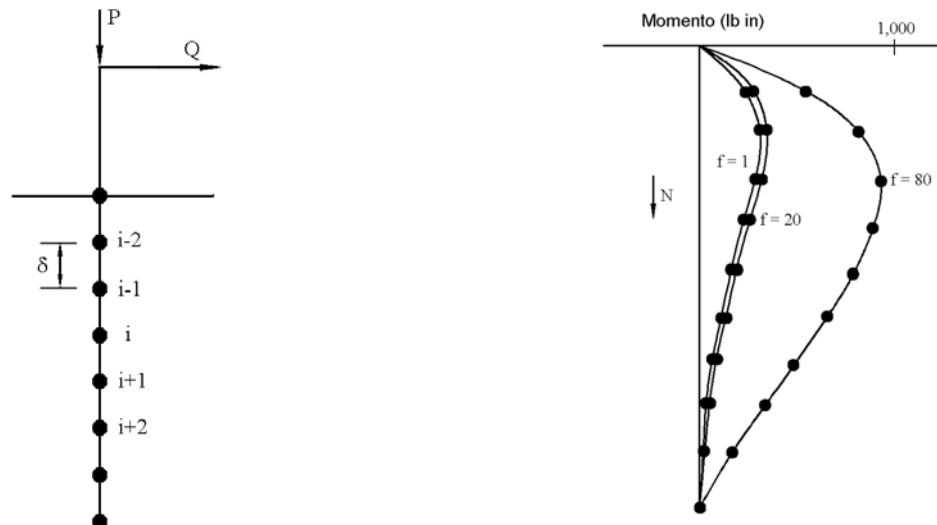


Figura 13.15. Ejemplificación para el análisis de un pilote con momento y carga lateral mediante el método de diferencias finitas (adaptado de Poulos y Davis, 1980).

- Uno de los métodos dinámicos más completos es el desarrollado por Novak (1974, 1977), que propone soluciones cuando la fuente es una vibración lateral, vertical y torsional, para pilotes individuales o en grupo. La solución se obtiene con procedimientos matemáticos rigurosos ya que incluyen solución de ecuaciones de gran complejidad como por ejemplo: la integración de funciones de Bessel.

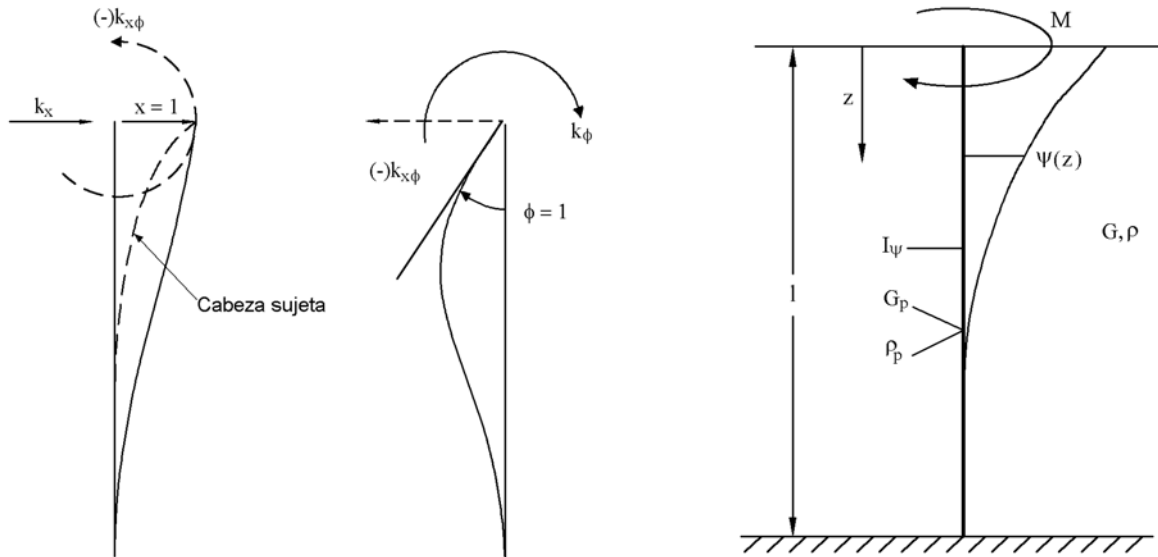


Figura 13.16. Idealización para el análisis de un pilote con momento y carga lateral mediante el método Novak (adaptado de Poulos y Davis, 1980).

### Carga por tensión o por arrancamiento

El cálculo de la capacidad de carga última individual por tensión se determina considerando básicamente la componente de la fricción a lo largo del fuste o la superficie supuesta que forma la campana; en Prakash y Sharma (1990), Das (2001) y Std. 691 IEEE (2001) se exponen estas propuestas. En general, estos autores se basaron en las características del geomaterial (granular o fino) y la geometría de la pila o pilote para plantear sus propuestas.

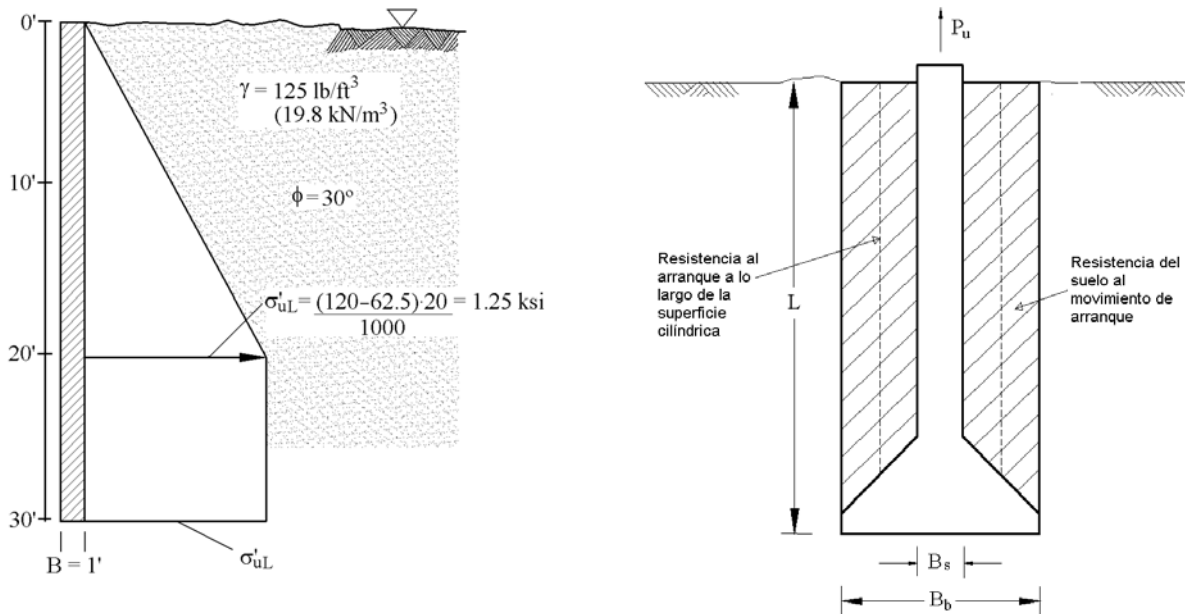


Figura 13.17. Representación de algunas consideraciones que se hacen para determinar la capacidad de carga por arrancamiento (adaptado de Das, 2001 y Prakash y Sharma, 1990; respectivamente).

### **3.16.3.2 Estado límite de servicio**

Al igual que en cimentaciones superficiales, la estimación de los asentamientos provocados por un sismo, se pueden determinar mediante teorías conocidas (Das, 2001), aunque para pilas o pilotes es más complejo determinarlos y más aún en un conjunto de pilas. Para este último caso, se recomienda emplear métodos numéricos o programas comerciales de elemento finito para estimar de una manera más precisa los asentamientos.

# REFERENCIAS

**SECCIÓN 3.1. ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL TERRITORIO MEXICANO**

- Abrahamson, N.A. y Silva W.J. (1997). "Empirical response spectral attenuation relations for shallow crustal earthquakes", *Seismological Research Letters* 68, 94-127.
- Arboleda J. y Ordaz M. (1993). "Un mejor uso de los datos estadísticos para estimación de la sismicidad local", *Memorias del X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 21-27, Puerto Vallarta, México.
- Cornell, C.A. (1968). "Engineering Seismic Risk Analysis", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 63, 9-48.
- Cornell, C.A. y Vanmarcke E. (1969). "The major influences on seismic risk", *Proceedings 4th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago de Chile.
- Der Kiureghian, A. y Neuenhofer A. (1991), "A response spectrum method for multiple support seismic excitations", *Earthquake Engineering Research Center, UCB/EERC-91/08*.
- Esteva, L. (1967). "Criterios para la construcción de espectros para diseño sísmico", 3<sup>er</sup> Simposio Panamericano de Estructuras, Caracas, Venezuela.
- Esteva, L. (1970), *Regionalización sísmica de México para fines de ingeniería*, Serie Azul de Instituto de Ingeniería, 246.
- Esteva L y Ordaz M. (1988) "Riesgo sísmico y espectros de diseño en la República Mexicana". *Memorias del Simposio Nacional sobre Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, México.
- García, D., Singh, S.K., Herráiz, M., Ordaz, M. y Pacheco, J. (2005). "Inslab earthquakes of Central Mexico: peak ground-motion parameters and response spectra", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 95, 2272-2282.
- Hardin, B.O. y Drnevich V.P. (1972). "Shear Modulus and Damping in Soils -II. Design Equations and Curves," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 98, No. SM7, July, 1972, pp. 667-692.
- Hartzell, S. H. (1978) "Earthquake aftershocks as Green's functions", *Geophysical Research Letters*, 5, 1-4.
- Jaime, A. (1987). "Características dinámicas de las arcillas del Valle de México", Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Joyner W.B. (1984). "A scaling law for the spectra of large earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 74, 1167-1188.
- Kostoglodov, V. y Bandy, W. (1995). "Seismotectonic constraints on the convergence rate between the Rivera and north American plates", *Journal of Geophysical Research*, 100, 17, 977-17, 990.

- Meli R (1976), "Bases para los criterios de diseño estructural del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Serie Azul 375, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F
- MDOC-DS (1993). "Manual de Diseño de Obras Civiles de CFE: Diseño por sismo", Comisión Federal de Electricidad – Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Newmark N.M. y Rosenblueth E. (1971). *Fundamentals of Earthquake Engineering*, Prentice-hall, New Jersey, EUA.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (1995), Diario Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (2004), Diario Oficial del Gobierno del Distrito Federal.
- Ordaz M., Jara J.M. y Singh S.K. (1989). "Riesgo sísmico y espectros de diseño en el estado de Guerrero". Informe conjunto del II-UNAM y el Centro de Investigación Sísmica AC de la Fundación Javier Barros Sierra al Gobierno del estado de Guerrero, Instituto de Ingeniería, UNAM, proyectos 8782 y 9745, México.
- Ordaz, M., Arboleda J. y Singh S. K. (1993). "Un nuevo método para simular acelerogramas sintéticos usando registros de sismos pequeños como funciones de Green empíricas", X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 28-35, Pto Vallarta, Jalisco, México.
- Pardo, M. y Suárez G. (1993). "Steep subduction geometry of the Rivera plate beneath the Jalisco block in the western Mexico", *Geophys. Res. Lett.*, 20, 2391-2394.
- Pardo, M. y Suárez G. (1994). "Shape of the subducted Rivera and Cocos plates in southern Mexico: seismic and tectonic implications", *J. Geophys. Res.*
- Park, Y. J. (1995), "New conversion method from response spectrum to PSD functions", *Journal of Engineering Mechanics*, 121,12, 1391-1392.
- Pérez Pérez A y Ordaz Mario (2003). "Métodos existentes para el cálculo de funciones de densidad espectral compatibles con espectros de diseño", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, II-12, Guanajuato-León, México.
- Ponce, L., Gaulon R., Suárez G. y Loma E. (1992). "Geometry and state of stress of the downgoing Cocos plate in the Isthmus of Tehuantepec, Mexico", *Geophys. Res. Lett.*, 19, 773-776.
- Reyes C. (1999). *El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios*, tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rosenblueth, E. (1976), "Optimum design for infrequent disturbances", *Jour Struct Div, ASCE*, 102, 1807-1825.

- Rosenblueth E. (1986). "Optimum reliabilities and optimum design," *Structural Safety*, Vol.2, No.2, pp. 69-83.
- Rosenblueth E. y Ordaz M. (1989). "Maximum earthquake magnitude at a fault", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 116, 204-216.
- Rosenblueth E. y Gómez R. (1991), "Comentarios y ejemplos a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, DDF", Series del Instituto de Ingeniería ES-7, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Seed, H.B. e Idriss I.M. (1970). "Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis," Report EERC 70-10, University of California, Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, 1970.
- Singh, S.K., Astiz L. y Havskov J. (1981). "Seismic gaps and recurrence period of large earthquake along the Mexican subduction zone: a reexamination", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 71, 827\_843.
- Singh, S.K., Ponce L. y Nishenko S.P. (1985a). "The great Jalisco, Mexico earthquake of 1932: subduction of the Rivera plate", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 75, 1301\_1313.
- Singh, S.K., Suárez G. y Domínguez T. (1985b). "The Oaxaca, Mexico earthquake of 1931: lithospheric normal faulting in the subducted Cocos plate", *Nature*, 317, 56\_58.
- Singh, S.K., Ordaz M., Anderson J.G., Rodríguez M., Quaas R., Mena E., Ottaviani M., y Almora D. (1989). "Analysis of near-source strong motion recordings along the Mexican subduction zone", *Bull. Seism. Soc. Am.*, 79, 1697-1717.
- Singh, S.K. y Pardo M. (1993). "Geometry of the Benioff zone and state of stress in the overriding plate in central Mexico", *Geophys. Res. Lett.*, 20, 1483-1486.
- Suárez, G., Monfret T., Wittlinger G. y David C. (1990). "Geometry of subduction and depth of the seismogenic zone in the Guerrero gap", *Nature*, 345, 336-338.
- White, R.A. (1991). "Tectonic implications of upper-crustal seismicity in Central America", en *Neotectonics of North America*, edited by D. B. Slemmons, E. R. Engdahl, M. D. Zoback, and D. D. Blackwell, pp 323-338, Geological Society of America, Boulder, CO.
- White, R.A. (1984). "Catalog of historic seismicity in the vicinity of the Chixoy-Polochic and Motagua faults, Guatemala", U. S. Geological Survey Open-file Report, 84-88, 34 pp.
- Zúñiga, R. y Guzmán M. (1994). "Main seismogenic sources in México". Informe Técnico, Seismic Hazard Project, IPGH.
- Zúñiga, R., Suárez G., Ordaz M. y García-Acosta V. (1997). "Peligro Sísmico en Latinoamérica y el Caribe". Capítulo 2: México. Reporte Final, IPGH.

### **SECCIÓN 3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS**

- Krawinkler, H. y Rahnama, M. (1992). "Effects of soils on design spectra", Proceedings 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain, 10, 5841-5846.
- Meli, R. y Ávila, J. (1988). "Analysis of building response", Earthquake Spectra 5, 1-18.
- Miranda, E. (1993), "Site-dependent strength reduction factors", Journal of Structural Engineering, ASCE 119(12), 3503-3519.
- Miranda, E. y Bertero, V. (1994). "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", Earthquake Spectra, 10, 357-379.
- Ordaz, M. y Pérez-Rocha, L. E. (1998). "Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 889-901.

### **SECCIÓN 3.3. ESTRUCTURAS TIPO 1: ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS**

- Aguilar, G., G. Cano y S. M. Alcocer (1994), "Efecto del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería ante cargas laterales", IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México, octubre-noviembre, pp. 66-74.
- Alcocer, S. M. (1986), "Centro de torsión de edificios obtenido matricialmente", Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería, UNAM, agosto.
- Alcocer, S. M. (1997), "Comportamiento sísmico de estructuras de mampostería: una revisión", XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz, México, Vol. I, pp. 164-191.
- Alcocer, S. M., D. Murià e I. Peña (1999), "Comportamiento dinámico de muros de mampostería confinada", Serie Azul No. 615, Instituto de Ingeniería, UNAM, octubre.
- Arias, J. G., A. Vázquez y S. M. Alcocer (2004), "Respuesta dinámica de modelos a escala 1:2 de viviendas de mampostería confinada de uno y tres pisos, ensayados en mesa vibradora", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Acapulco, CDROM, Artículo II-05, pp. 1-6, noviembre.
- Arnold, C. y R. Reitherman (1986), Configuración y diseño sísmico de edificios, primera edición, Editorial Limusa.
- ASCE-7 (2005), "Minimum design loads for buildings and other structures", ASCE Standard ASCE/SEI 7-05, American Society of Civil Engineers, ISBN 0-7844-0809-2.
- Ayala, G. y O. García (1991), "Comportamiento sísmico de edificios asimétricos diseñados de acuerdo con una norma de diseño sísmico por torsión", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Manzanillo, México, Vol. I, pp 6-58 a 6-67.



- Basu, D. y S. K. Jain (2004), "Seismic analysis of asymmetric buildings with flexible floor diaphragms", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 8, pp.1169-1176, agosto.
- Bazán, E. y R. Meli (1999), *Diseño sísmico de edificios*, segunda edición, Editorial Limusa.
- Bertero, V. V. (1997), "Performance-based seismic engineering: A critical review of proposed guidelines", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Slovenia, pp. 1-31.
- Cano, J. (2005), "Propuesta de modificación al método simplificado de análisis sísmico de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo.
- Cano, J. y A. Tena (2005), "Diseño sísmico de estructuras de mampostería para distintos niveles de desempeño estructural con base en adecuaciones propuestas al método simplificado de análisis", *XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, México, DF, CDRom, Artículo No. X-01, pp. 1-20, septiembre.
- Chandler, A.M. y G. Hutchinson (1987), "Evaluation of code torsional provisions by a time history approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 491-516.
- Chandler, A. M. y X. N. Duan (1993), "A modified static procedure for the design of torsionally unbalanced multistorey frame buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 22, pp. 447-462.
- Chandler, A. M., J. C .Correnza y G. L. Hutchinson (1994), "Period-dependent effects in seismic torsional response of code systems," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 12, pp 3418-3434.
- Chandler, A. M. y X. N. Duan (1997), "Performance of asymmetric code-designed buildings for serviceability and ultimate limit states", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 717-735.
- Chipol, A. (2001), "Estudio de la respuesta sísmica de modelos tridimensionales de edificios torsionalmente acoplados", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, junio.
- Chopra, A. K. y C. Chintanapakdee (2004), "Evaluation of Modal and FEMA Pushover Analyses: Vertically "Regular" and Irregular Generic Frames", *Earthquake Spectra*, Vol. 20. No. 1, pp 255-271.
- Chopra, A. K. (2007), *Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering*, cuarta edición, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Clough, R. W. and J. Penzien (1995), *Dynamic of Structures*, tercera edición, McGraw Hill.

- Correa, H. (2005), "Evaluación de los criterios de diseño sísmico de la propuesta de Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-2001) para edificios regulares con base en marcos dúctiles de concreto reforzado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, mayo.
- Damy, J. y S. M. Alcocer (1987), "Obtención del centro de torsión de edificios", VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Querétaro, México, pp. C-60 a C-67.
- Damy, J. (1988), "Comentarios al inciso 8.6 de las normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 33, mayo-agosto pp. 66-99.
- De la Colina, J. (1999a), "Effects of torsion factors on simple non-linear systems using fully-bidirectional analyses", Earthquake Engineering and Structural Dynamics , Vol. 28, pp. 691-706.
- De la Colina, J. (1999b), "In-plane floor flexibility effects on torsionally unbalanced systems", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 28, No. 12, pp. 1705-1715, diciembre.
- De la Colina, J. (2001), "Diseño estático de edificios de varios pisos susceptibles a torsión sísmica", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 65, pp. 1-16.
- De la Colina, J. (2003). "Assessment of design recommendations for torsionally unbalanced multistory buildings", Earthquake Spectra, Vol. 19, No. 1, pp. 47-66.
- De la Llera, J. C. y A. K. Chopra (1995), "Estimation of accidental torsion effects for seismic design of buildings", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 1, pp 102-114.
- Del Valle, E. (1995), Comunicación personal.
- Escobar, J. A. y G. Ayala (1991), "Efecto de propiedades estructurales inciertas sobre la respuesta sísmica no lineal de modelos de edificios asimétricos", IX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y VIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Manzanillo, México, Vol. I, pp 3-11 a 3-20.
- Esteva, L. (1992), "Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms", Earthquake Spectra, Vol. 8, No. 3, pp 373-390.
- EC-8 (1984-1998), "Eurocódigo 8, Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes, Parte 1-2: Reglas generales, Reglas generales para edificios", AENOR Asociación Española de Normalización y Certificación.
- Fajfar, P. (1992), "Equivalent ductility factors taking into account low-cycle fatigue", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 21, pp. 837-848.
- FEMA-302 (1997), "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 1: Provisions", FEMA Publication 302. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

- FEMA-368 (2001), "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Part 1: Provisions", FEMA Publication 368, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- Fleischman, R. B. y K. T. Farrow (2001), "Dynamic behavior of perimeter lateral-system structures with flexible diaphragms", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 30, No. 5, pp. 745-763, mayo.
- Flores, L. y S. M. Alcocer (2001), "Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada", Informe Técnico, Coordinación de Investigación, Área de Ingeniería Estructural y Geotecnia, Cenapred, ISBN: 970-628-606-3.
- Gatica, G. (2007), "Importancia del diseño del sistema de piso en edificios con base en marcos dúctiles diseñados conforme al reglamento del Distrito Federal", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Godínez, E. y A. Tena (2007). "Evaluación de los criterios de diseño sísmico del RCDF para marcos dúctiles de concreto reforzado con contravientos", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa, México.
- Goel, R. K. y A. K. Chopra (1994), "Dual-level approach for seismic design of asymmetric-plan buildings", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 1, pp 161-179.
- Harasimowicz, A. P. y R. K. Goel (1998), "Seismic code analysis of multi-storey asymmetric buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 127, pp. 173-185.
- Hernández, J. y O. López (2002), "Evaluación de reglas de combinación ante dos componentes sísmicas horizontales y una vertical", *Boletín Técnico IMME*, Vol. 40 No. 3.
- Humar, J. y P. Kumar, (1999). "Effect of orthogonal inplane structural elements on inelastic torsional response", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, pp. 1071-1097.
- IBC-2006 (2006), "International Building Code, 2000 to 2006 Editions", International Code Council, ISBN-13:978-1-58001-302-4.
- Ju, S. C. y M. C. Lin (1999), "Comparison of building analyses assuming rigid or flexible floors", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 126, No. 1, pp. 25–31, enero.
- López, A. (2007), "Estudio de las limitantes por torsión impuestas al método simplificado de análisis de estructuras de mampostería", Tesis de Maestría, División de Ciencias Básicas e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco, marzo.
- López, O. A. y E. Raven (1999), "An overall evaluation of irregular-floor-plan-shaped buildings located in seismic areas," *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 1, pp. 105-120.
- López, O., A. Chopra y J. Hernández (2000), "Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 29, pp. 1759-1778.

- Luaces, F. L. (1995), "Sobrerresistencia en estructuras a base de marcos de concreto reforzado", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, noviembre.
- Luna, J. L. (2000), "Estudio de los criterios del RCDF-93 y sus normas técnicas complementarias para el diseño sísmico de edificios regulares a base de marcos de concreto", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, enero.
- Luna, J. L. y A. Tena (2000), "Estudio de los criterios del RCDF para el diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de concreto reforzado con baja ductilidad", XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, CDROM, noviembre.
- Menu, C. y A. Der Kiureghian (1998), "A replacement for the 30%, 40% and SRSS rules for multicomponent seismic analysis", Earthquake Spectra, Vol. 14, No. 1, pp. 153-163.
- Miranda, E. (1991), "Seismic evaluation and upgrading of existing buildings", Tesis Doctoral, Universidad de California, Berkeley.
- Miranda, E. y J. Ruiz (1999), "Influencia de la degradación de rigidez en las demandas de desplazamiento lateral de estructuras cimentadas en suelos blandos", XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Morelia.
- MDOC-93 (1993), "Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo", Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad, México.
- Newmark, N. y E. Rosenblueth (1971), Fundamentals of earthquake engineering, Prentice Hall, Inc., Nueva Jersey.
- NTCC-2004 (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- NTCEM-2004 (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- NTCM-2004 (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- NTCMAD-2004 (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de madera", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- NTCS-1987 (1987), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, noviembre.

- NTCS-2004 (2004), "Normas técnicas complementarias para diseño por sismo", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Ordaz, M., E. Miranda y J. Avilés (2003), "Propuesta de espectros de diseño por sismo para el DF", Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 8, No. 2, pp. 189–207.
- Panagiotakos, T. B. y M. N. Fardis (2001), "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate", ACI Structural Journal, Vol. 98, No. 2, pp. 135-148.
- Paulay, T. (1996), "Seismic design of concrete structures the present need of societies", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México, CDROM.
- Paulay, T. (1998), "Torsional mechanisms in ductile building systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 1101-1121.
- Perea, T. (2002), "Introducción al estudio de la componente vertical de movimientos sísmicos y su influencia en el comportamiento estructural", Tesis de Maestría, Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Perea, T. y L. Esteva (2005), "Componente vertical de registros sísmicos en México y su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 72, pp. 45-79.
- Rosenblueth, E. (1966), "Efectos de esbeltez en edificios", Revista Ingeniería, UNAM, Vol. XXXV, No. 1.
- Rosenblueth, E., M. Ordaz, F. J. Sánchez-Sesma y S. K. Singh (1989), "The Mexico earthquake of September 19, 1985 - Design spectra for Mexico's Federal District", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, pp. 273-291.
- Rosenblueth, E. y R. Gómez (1991), "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Reporte No ES-7, Instituto de Ingeniería, UNAM, mayo.
- Ruiz, J. (1995), "Reparación y refuerzo de una estructura tridimensional de mampostería confinada de dos niveles a escala natural", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, diciembre.
- Ruiz, S. E. y R. Diederich (1989), "The seismic performance of buildings with weak first story", Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 1, pp 89-102.
- Ruiz, S. E. y H. Rosas, (1990), "Factor de amplificación de la respuesta de estructuras con resistencia asimétrica", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 39, pp. 15-26.
- Tapia, E. (2005), "Estudio de los criterios del RCDF-2004 y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño sísmico de edificios regulares con base en marcos de acero", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, abril.

- Tapia, E. y A. Tena (2005), "Respuesta inelástica de edificios con marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico diseñados conforme al RCDF-2004", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, DF, CDROM, Artículo No. IX-02, pp. 1-18, septiembre.
- Tapia, E. y A. Tena (2007), "Estudio del comportamiento de marcos dúctiles de acero con contraventeo concéntrico en edificios regulares en zonas sísmicas", XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa, México, noviembre.
- Tena, A. (1993), "Innovaciones analíticas en la evaluación sísmica de estructuras de mampostería con diafragmas flexibles", Boletín del Centro de Investigación Sísmica de la Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, No. 1, pp. 26-67, julio.
- Tena, A., E. del Valle, C. Gómez, M. Basurto, G. Casillas y C. Cheja (1996), "Revisión de los factores de comportamiento sísmico para diseño por sismo de estructuras irregulares", Reporte FJBS/CIS-96/08, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, diciembre.
- Tena, A. (1997), "Revisión de los factores de comportamiento sísmico para el diseño por sismo de estructuras esbeltas y/o con piso débil", Reporte FJBS/CIS-97/03, Centro de Investigación Sísmica, AC, Fundación Javier Barros Sierra, AC, octubre.
- Tena, A. y R. González (1998), "Centro Corporativo Bosques, edificio Arco I, evaluación sísmica", Ingeniería Civil, Colegio de Ingenieros Civiles de México, No. 354, pp. 34-47, octubre.
- Tena, A. (2000), "Reflexiones sobre la definición y evaluación de la condición de irregularidad por piso suave de acuerdo con lo establecido por las NTCS-95 del RCDF-93", XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, CDROM, noviembre.
- Tena, A. y M. A. Pérez (2000), "Importancia de las deformaciones por cortante en la ubicación de los centros de torsión de entrepiso en edificios estructurados con base en muros", XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, CDROM, noviembre.
- Tena, A. (2001a), "Evaluación sísmica de la condición de irregularidad por piso suave de estructuras mixtas diseñadas conforme al RCDF-93", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, CDROM, noviembre.
- Tena, A. (2001b), "Respuesta sísmica de edificios de concreto reforzado irregulares en esbeltez y en elevación diseñados para distorsiones de entrepiso altas", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Guadalajara, CDROM, noviembre.
- Tena, A., M. A. Pérez y J. Cano (2002), "Propuesta de modificación a la estimación de las fuerzas cortantes del método simplificado de análisis", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, CDROM, Artículo No. 156, pp. 1057-1068, noviembre.
- Tena, A. y H. Correa (2006), "Evaluación de los criterios del Apéndice A de las normas por sismo para el diseño de marcos dúctiles de concreto reforzado", XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, CDROM, pp. 1-28, noviembre.

- Tena, A. y A. López (2006), "Revisión de la excentricidad límite del método simplificado de análisis de estructuras de mampostería del RCDF vigente", XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, CDROM, pp. 1-22, noviembre.
- Tena, A., A. Juárez y V. H. Salinas (2007), "Resistencia y deformación de muros de mampostería combinada y confinada sujetos a cargas laterales", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 76, pp. 29-60, enero-junio.
- Tena, A. (2007), Análisis de estructuras con métodos matriciales, primera edición, editorial Limusa, septiembre.
- Tena-Colunga, A. (1992), "Seismic evaluation of unreinforced masonry structures with flexible diaphragms", Earthquake Spectra, Vol. 8, No. 2, pp. 305-318, mayo.
- Tena-Colunga, A. y D. P. Abrams (1992), "Response of an unreinforced masonry building during the Loma Prieta Earthquake", Structural Research Series No. 576, Department of Civil Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, diciembre.
- Tena-Colunga, A. y D. P. Abrams (1996), "Seismic behavior of structures with flexible diaphragms", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 122, No. 4, pp. 439-445, abril.
- Tena-Colunga, A. (1999), "International seismic zone tabulation proposed by the 1997 UBC code: Observations for Mexico", Earthquake Spectra, Vol. 15, No. 2, pp. 331-360, mayo.
- Tena-Colunga, A. (2003), "Dynamic response of buildings with soft first story designed according to the seismic guidelines of a modern building code", Response of Structures to Extreme Loading XL-2003, Toronto, Canadá, Artículo No. 190 (15-06), CD-ROM, agosto.
- Tena-Colunga, A. (2004), "Evaluation of the seismic response of slender, setback RC moment-resisting frame buildings designed according to the seismic guidelines of a modern building code", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canadá, Artículo No. 2027, CD-ROM, agosto.
- Tena-Colunga, A. y M. A. Pérez-Osornio (2005), "Assessment of shear deformations on the seismic response of asymmetric shear wall buildings", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 11, pp. 1774-1779, noviembre.
- Tena-Colunga, A. y J. Cano (2007), "Improvements for the simplified method for the seismic analysis of masonry shear-wall structures advocated in Mexican codes", Tenth North American Masonry Conference (10NAMC), Saint Louis, Missouri, CD-ROM, junio.
- Terán, A., H. Juárez y M. Frausto (1998), "Efectos de la asimetría en fluencia en el comportamiento sísmico de sistemas", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 58, pp. 41-63.
- Terán, A. y M. A. Espinoza (2003), "Resistencia de diseño para sistemas simples que exhiben degradación de rigidez y resistencia", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León-Guanajuato, CDROM, Artículo IV-07.

- Terán, A. y J. O. Jirsa (2003), "Un modelo simple para predecir la ocurrencia de fatiga de bajo número de ciclos", XIV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, León-Guanajuato, CDROM. Artículo IV-06.
- Terán, A. (2005), "Consideraciones para establecer la resistencia lateral de diseño de estructuras ubicadas en la zona del lago del D.F.", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México, DF, CDROM, Artículo No. VI-01, pp. 1-19, septiembre.
- Terán, A. y D. Arroyo (2005), "Planteamiento de factores de amplificación de resistencia para estructuras con asimetría en fluencia", Revista de Ingeniería Sísmica, SMIS, No. 72, pp. 81-106.
- Terán-Gilmore, A., H. Juárez y M. Frausto (2000), "On the dynamic response of regular structures exhibiting tilt", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 29, pp. 1343-1374.
- Treviño, E. (2006), "Caracterización experimental del comportamiento de muros de mampostería confinada de bloques de concreto, sometidos a cargas laterales cíclicas reversibles", Tesis Doctoral. Universidad Central "Marta Abreu" de Las Villas, Santa Clara, Villa Clara, Cuba.
- Tso, W. K. y R. S. H. Smith (1999), "Re-evaluation of seismic torsional provisions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, pp. 899-917.
- UBC-97 (1997), "Uniform Building Code, 1997 edition", International Conference of Building Officials, Whittier, California, Vol. 2.
- Valmundsson, E. V. y J. M. Nau (1997), "Seismic response of building frames with vertical structural irregularities," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 1, pp 30-41.
- Vázquez, A. (2005), "Ensayo experimental de viviendas de mampostería confinada de un piso mediante el ensayo en mesa vibradora", Tesis de Maestría, Programa de Maestría y Doctorado en Ingeniería, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, marzo.
- Wong, C. M. y W. K. Tso (1995), "Evaluation of seismic torsional provisions in Uniform Building Code", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 10, pp 1436-1442.
- Zepeda, J. A., J. A. Pineda y S. M. Alcocer (1996) "Comportamiento ante cargas laterales de muros de mampostería confinada reforzados con malla electrosoldada", X Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Mérida, México, noviembre, pp. 919-925.
- Zepeda, J. A., J. A. Pineda y S. M. Alcocer (2001), "Comportamiento ante cargas laterales de muros de ladrillo de arcilla perforado y multiperforado", Informe técnico, CENAPRED, 222 pp.



### SECCIÓN 3.5. INTERACCIÓN SUELO–ESTRUCTURA

- Avilés J, Pérez-Rocha E y Aguilar R (1992), “Periodos y amortiguamientos efectivos de sistema suelo-estructura”, Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, No.1
- Avilés J. (1991), “Análisis sísmico de sistemas suelo-estructura: interacción en el modo fundamental y los modos superiores”, Reporte interno del Departamento de Ingeniería Civil, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Avilés J. y Pérez-Rocha L. (2004), Design Concepts for Yielding Structures on Flexible Foundation, Engineering Structures, Vol. 23.
- Clough R y Penzien J. (1975), Dynamics of Structures, McGraw-Hill, Inc., Nueva York.
- Dobry R. y Gazetas G., (1988), “Simple Method for Dynamic Stiffness and Damping of Floating Pile Groups”, Geotechnique 38, No 4
- Gazetas G. (1983), “Analysis of machine foundation vibrations: state of the art”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2, No. 1
- Paz M (1980), Structural Dynamics: Theory and computation, Van Nostrand Reinhold Co., Nueva York.
- Poulos, H G (1968), “Analysis of the settlement of pile group”, Geotechnique, Vol 18, pp.449-471
- Rosenblueth E. y Reséndiz D. (1988) “Disposiciones Reglamentarias de 1987 para tener en cuenta Interacción Dinámica Suelo-Estructura. Series del Instituto de Ingeniería”, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 509.
- Velestos A. (1977), “Dynamics of structure-foundation systems”, Structural and Geotechnical Mechanics, Ed. W J Hall, Prentice Hall, Inc., Nueva Jersey
- Wolf J. (1985), Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice Hall, Inc., Nueva Jersey.

### SECCIÓN 3.6. ESTRUCTURAS TIPO 3: MUROS DE RETENCIÓN

- Anónimo (1983), “Guide specifications for seismic design of highway bridges”, American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Arias, A., Sánchez-Sesma F.J. y Ovando-Shelley E. (1981). “A simplified elastic model for seismic analysis of earth-retaining structures with limited displacements”, International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol I, Missouri-Rolla, pp 235-240.
- Cheney, R. (1984). “Permanent ground anchors”, Report No FHWA-DP-68-1R, Federal Highway Administration, US Department of Transportation.

Gazetas, G. (1991). "Foundations vibrations", Foundation Engineering Handbook, Ed H Y Fang, Van Nostrand Reinhold Co., Nueva York.

Idriss, I.M., Lysmer J., Hwang R. y Seed H.B. (1973). "QUAD-4: a computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures", Report No EERC 73-16, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely.

Richardson, G. y Lee K. (1975). "Seismic design of reinforced earth walls", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 101, No GT2.

Schnabel, P., Lysmer J. y Seed H.B. (1972). "SHAKE: a computer program for earthquake response analysis of horizontally layer sites". Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely.

Spencer, E. (1978). "Earth slopes subject to lateral acceleration", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol 104, No GT12.

Veletsos y Younan (1995)

### **SECCIÓN 3.7. CHIMENÉAS, SILOS Y SIMILARES**

Timoshenko S. Young D. y Weaver W. (1974), Vibration Problems in Engineering, John Wiley and Sons, New York.

### **SECCIÓN 3.8. ESTRUCTURAS TIPO 5: TANQUES, DEPÓSITOS Y SIMILARES**

Housner G. (1963), "The Dynamic Behavior of Water Tanks", Bulletin of the Seismological Society of America", Vol. 53, No. 2.

Legatos N., Ardahl J., Dhingra A., Gogate A., Hendrickson W., Kianoush M., Mrazek L., Achnobrich W. (2001), "Seismic Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-01) and Commentary (350.3R-01)", American Concrete Institute.

Newmark N. y Rosenblueth E. (1971), "Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, Inc., New Jersey.

### **SECCIÓN 3.10. ESTRUCTURAS TIPO 7: PUENTES**

AASHTO (2004). American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges", Washington, D.C., 474 pp.

- ACI-318 (2005). "Requisitos del reglamento para concreto estructural y comentarios", Comité ACI 318, American Concrete Institute, P.O. BOX 9094, Michigan, USA.
- Álvarez J. J., Jara M., Macías E. y Aparicio A. C. (2005). "Evaluación de la respuesta sísmica de un puente en arco de concreto", XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Art. XI-08, México.
- Caltrans (2004). California Department of Transportation, "Seismic Design Criteria", Versión 1.3, Sacramento, California, 97 pp.
- Chung, Y. S., Lee D. H, Park C. K. y Song H. W (2004). "Curvature variation of earthquake-experienced RC bridge pier in the plastic hinge region", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Paper No. 2097 (CD-ROM).
- Der Kiureghian A. (1996). "A coherency model for spatially varying ground motions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 25, No. 1, pp 99-111.
- Des Roches R. y Fenves G. L. (2001). "Simplified Restrainer Design Procedure for Multiple-Frame Bridges", Earthquake Spectra, Vol. 17, Issue 4, pp 551-567.
- Estrada J. L. y Reinoso E. (2005). "Desplazamientos relativos longitudinales en pilas de puentes", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 72, pp 25-44.
- Eurocódigo 8 (2003). European Committee for Standardization, "Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 2: Bridges", 137pp.
- FIB (2004). "State of the art report. Displacement based-seismic design of reinforced concrete buildings". Task Group 7.2. Bulletin 25, 196 pp.
- Franchin P., Monti G. y Pinto P. E. (2001). "On the accuracy of simplified methods for the analysis of isolated bridges", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, pp 363-382.
- Goel R. K. (2001). "Simplified analysis of asymmetric structures with supplemental damping", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 30, pp 1399-1416.
- Jara M. y Casas J. R. (2002 b). "Criterios de diseño de puentes con aisladores y disipadores de energía". Monografías de Ingeniería Sísmica. Monografía CIMNE IS-49, 2002. Centro Internacional de Métodos Numéricos, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España ISBN: 84-95999-02-1, 115 pp.
- Jara M. (2004). "Procedimiento de diseño basado en desplazamientos para puentes con aisladores de base histeréticos", Tesis para obtener el grado de Doctor en Ingeniería, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.
- JRA (1996). Japan Road Association, "Specifications for Highway bridges, Part V: Seismic Design", Japón.

- Karantzikis M. y Spyarakos C. C. (2000). "Seismic Analysis of Bridges Including Soil-Abutment Interaction", 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, Paper No. 7471 (CD-ROM).
- NTC (2004). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de Concreto", Gaceta Oficial del Distrito Federal, Tomo I, No.103-BIS.
- Paulay T. y Priestley M. J. N. (1991). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", John Wiley and Sons, Inc., A Wiley Interscience Publications.
- PEER, (2004). "PEER Structural Performance Database". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley. <http://peer.berkeley.edu>.
- Priestley M. J. N., Seible F. y Calvi G. M. (1996). "Seismic Design and Retrofit of Bridges". John Wiley & Sons, Inc., Estados Unidos de América, 686 pp.
- Ramírez O. y Ayala G. (1999). "Efecto de la variabilidad espacial de las ondas sísmicas en la respuesta no-lineal de puentes". VI Congreso Venezolano de Sismología e Ingeniería Sísmica, Mérida, Venezuela.
- Roesset J. M., Whitman R. V. y Dobry R. (1973). "Modal analysis for structures with foundation interaction". Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 99(ST3), pp 399-416.

### **SECCIÓN 3.11. ESTRUCTURAS TIPO 8: TUBERÍAS**

- Ariman T. y Muleski G., (1981), " A review of the response of buried pipelines under seismic excitations", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9.
- Blevins R. (1979), Formulas for Natural Frequency and Mode Shape, Van Nostrand Reinhold Co., New York.
- Japan Society of Civil Engineering (JSCE), (1988). "Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan". Compiled by Earthquake Engineering Committee. Japan
- Kennedy, R.P., Chow, A.W. and Williamson, R.A., (1977), "Fault Movement Effects on Buried Oil Pipeline", Journal of the Transportation Engineering Division, ASCE, May, vol. 103, no. TE5, pp. 617-633.
- Kubota, (1981), Earthquake-Proof Design of Buried Pipelines.
- Newmark, N.M, Hall, W. (1967). "Pipeline design to resist large fault displacement", Proceedings of the 1975 U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, Michigan.

- O'Rourke M. (1999). "Response of buried pipelines subject to earthquake effects". Monograph Series. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research.
- Rascon Octavio y Muñoz Celso. (1985) "Análisis sísmico de tuberías enterradas", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. 494.
- Serna, R., (1980) "Quasi-static elasto-plastic analysis of buried pipelines", Rensselaer Polytechnic Institute, EUA.
- Singh M.(1975), "Generation of seismic floor spectra", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol 1001, No.EM5
- Wang, L. (1978), "Quasi-static analysis formulation for straight buried piping systems", Rensselaer Polytechnic Institute, EUA.

### **SECCIÓN 3.12. ESTRUCTURAS TIPO 9: PRESAS**

- Bolt, B, A. (1993) Abridged Modified Mercalli Intensity Scale, Earthquake – Newly Revised and Expanded, Appendix C, W. H. Freeman and Co.
- Bougacha S. y Tassoulas J. L. (1991) Seismic Analysis of Gravity Dams. I: Modeling of sediments. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 117, No. 8, 1826-1837
- Chopra A. K. (1988) Earthquake Response Analysis of Concrete Dams. Capítulo 15, Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation. Ed R. B. Jansen, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Fenves, G. y Chopra A. K. (1986) Simplified Analysis for Earthquake Resistant Design of Concrete Gravity Dams. Report UCB/EERC-85/10, University of California, Berkeley.
- Fenves, G. y Chopra A. K. (1987) Simplified Earthquake Analysis of Concrete Gravity Dams. Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 113, no. 8, 1688-1708.
- Ghobarah, A, El-Nady, A y Aziz, T. (1994) Simplified Dynamic Analysis for Gravity Dams, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 120 no. 9, 2697/2716
- Hynes-Griffin, M. E. y Franklin, A. G. (1984) Rationalizing Seismic Coefficient Method, Miscellaneous Paper GL 84-13, USAEWES, Vicksburg, Mississippi.
- Hung, T-K y Chen B-F (1990) Nonlinear Hydrodynamic Pressure on Dams, Journal of Engineering Mechanics, Vol. 116, No. 6, 1372-1391
- IMTA (2001) Geotecnia en Ingeniería de Presas, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Li, X., Romo, M. P. y Avilés, J. (1995) Finite Element Analysis of Dam-Reservoir Systems Using An Exact Far-Boundary Condition, Computers & Structures, Vol. 60, No. 5, 751-762.

- Makdisi, F.I., & Seed, H.B., (1978). "Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake-Induced Deformations". JGED, ASCE, Vol. 104, No. GT7
- NRC (1985) Safety of Dams: Flood and Earthquake Criteria. Committee on Safety Criteria for Dams, Water Science and Technology Board, National Research Council, National Academy Press, Washington, D. C.
- Ni, H y Jin, C. (1994) Comportamiento y análisis sísmico de presas, Editorial, Universidad Tecnológica de Dalian, Dalian (en chino)
- Okamoto, S. (1982) Introduction to Earthquake Engineering.
- Priscu, R, Popovici A, Stematiu D y Stere C (1985) Earthquake Engineering for Large Dams, Editura Academiei and John Wiley & Sons. 2nd revised edition, Chi
- USACE (1995) Earthquake Design and Evaluation for Civil Works Projects, EM 1110-2-1806, U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, D. C.
- USACE (1999) Response Spectra and Seismic Analysis for Concrete Hydraulic Structures, EM 1110-2-6050, U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, D. C.
- USACE (2003) Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures, EM 1110-2-6051, U.S. Army Corps of Engineers, Department of the Army, Washington, D. C.
- Veletsos, A. S. y Younan, A. H. (1994) Dynamic Modeling and Response of Soil-Wall Systems. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, Vol. 120, No. 12, 2155-2179
- Zienkiewicz, O. C., Paul, D. K. y Hinton, E. (1982) Cavitation in Fluid-Structure Response (With Particular Reference to Dams Under Earthquake Loading), Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 463-481.

### **SECCIÓN 3.13. AISLAMIENTO SÍSMICO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA**

- AASHTO, (1999). "Guide Specifications for Seismic Isolation Design". American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd edition, Washington, D.C.
- Aiken I. D., Kelly J. M., y Mahmoodi P., (1990), "The Application of viscoelastic dampers to seismically resistant structures", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, 459-468.
- Anderson T. L., (1990). "Seismic isolation design and construction practice", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, 519-528.
- ATC-32., (1996). "Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations", Applied Technology Council, Redwood City, California.

- Bozzo L. M, Foti D. y López-Almansa F., (1996). "Design criteria for earthquake resistant buildings with energy dissipators", 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, México.
- Bozzo L., Mahins S. y Zayas V., (1990). "Design of friction base isolation systems", Proceedings of Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Palm Springs, California, 549-557.
- Bozzo L. M. y Barbat A. H., (1999). "Diseño sismorresistente de edificios, Técnicas convencionales y avanzadas", Editorial Reverté, S.A.
- Cahís X. y Bozzo L. M., (1998). "Desarrollo de un disipador de energía por plastificación de metales por cortante", XIII Congreso Nacional de Ingeniería Mecánica, Terrassa, España.
- Constantinou M. C., (2003). "Damping systems for new and retrofit construction", FIB Symposium: Concrete Structures in Seismic Regions, Keynote Lecture K-3 (CD-ROM), Athens, Greece.
- Constantinou M. C., Tsepelas P. C., Kim Y.-S. and Okamoto S., (1993). "NCEER-TAISEI Corporation Research Program on Sliding Seismic Isolation Systems for Bridges: Experimental and Analytical Study of Friction Pendulum System (FPS)", Report No. NCEER-93-0020, National Center for Earthquake Engineering, State University of New York at Buffalo, New York.
- Chopra A.K., (2001). "Dynamics of Structures. Theory and Applications to Earthquake Engineering", 2ª ed. Prentice Hall. Upper Saddle River, New Jersey.
- Dargush G. F. y Soong T. T., (1995). "Behavior of metallic plate dampers in seismic passive energy dissipation systems", Earthquake Spectra, Vol. 11, No. 4, 545-568.
- Foti D., Bozzo L. M. y López-Almansa F., (1996). "Non-linear energy dissipation in buildings: A comparative study" Proceedings of the Structural Dynamics Conference, EURO DYN'96, Italy, 569-574.
- Gómez C., Rosenblueth E., y Jara J. M., (1993). "Estudio paramétrico de estructuras con disipadores de energía", Boletín del Centro de Investigación Sísmica, Fundación Javier Barros Sierra, Vol. 3, No. 1.
- Hanson R D., Aiken I. D., Nims D. K., Richeter P. J. y Bachean R. E., (1993). "State-of-art and estate-of the practice in seismic energy dissipation", Proceedings of the Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation, and Active Control, Applied Technology Council, 2, 449-471.
- Hwang J.S. y Sheng L.H., (1993). "Effective Stiffness and Equivalent Damping on Base Isolated Bridges", Journal of Structural Engineering. Vol. 119, No. 10, 3094-3101.
- Ishiyama Y. (1984). "Motions of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations", Bull. of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, Vol. 17, No. 1, 24-37.

- Jara J. M., (1994). "Estado del arte sobre dispositivos para reducir daños provocados por temblores", Revista de ingeniería Sísmica, SMIS, México, 47, 35-79.
- Jara M., Jara J. M. y Casas J. R., (2006). "Protección sísmica de estructuras con dispositivos de control", Ed. Morevallado.
- Limón L. A. y Ruiz S. E., (1997). "Un ejemplo sobre dos alternativas de refuerzo: disipadores de energía o contravientos", Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras, Vol. 2, No. 1, 75-91.
- Lin W.-H., y Chopra A. K., (2002). "Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 31, No. 9, 1623-1642.
- Makris N., Constantinou M. C. y Dargush G. F., (1993). "Analytical model of viscoelastic fluid dampers", Journal of Structural Engineering, ASCE, No. 119, 3310-3325.
- Martínez R. E., (1993). "Experiences on the use of supplementary energy dissipators on buildings structures", Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3, 581-626.;
- Pong W. S., Tsai C. S. y Lee G. C., (1994). "Seismic Study of Building Frames with Added Energy-Absorbing Devices", National Center for Earthquake, Engineering Research, NCEER-94-0016, State University of New York, Buffalo.
- Priestley M. J., Seible F. y Calvi G. M., (1996). "Seismic design and retrofit of bridges", Wiley Interscience, John Wiley & Sons.
- Reyes S. J. C., (1999). "El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios", Tesis doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Ruiz S. E., Urrego O. E., y Silva F., (1995). "Influence of the spatial distribution of energy-dissipating bracing elements on the seismic response of multistory frames", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 24, 1511-1525.
- Ruiz S. E., (1998). "Revisión sobre el desarrollo de disipadores de energía sísmica en México", V Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Toluca, Estado de México, 155-166.
- Ruiz S. E. y Badillo H., (2000). "Diseño Sísmico del Refuerzo de edificios con disipadores de energía: Algunos estudios y aplicaciones en México", Seminario sobre Desastres Sísmicos, Centro de Ingeniería Sísmica, universidad Central de Venezuela, 1-15.
- Ruiz S. E., (2001). "Recomendaciones preliminares para el diseño del refuerzo de edificios con disipadores", Informe a la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal, Proyecto GDF-UNAM No. CA-033/00.
- Ruiz S. E. y Esteva L. (2001). "Research and practice in the seismic design of buildings with passive energy dissipating devices in Mexico", 7th International Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures, Assisi, Italia.



- Ruiz S. E. y Donobhan G., (2007), "Métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía", Memorias del XVI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Ixtapa-Zihuatanejo, México, 17, CD-ROM.
- Shibata A. y Sozen M., (1976). "Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete". Journal of the Structural Division. ASCE. Vol. 102, No. 6, 235-247.
- Skinner R.I., Robinson W.H. y Mc Verry G.H., (1993). "An Introduction to Seismic Isolation". John Wiley & Sons.
- Soong T. T. y Constantinou M. C., (1994). "Passive an active structural control in civil engineering", Springer Verlag Wien-New York.
- Soong T. T. y Dargush G. F., (1997). "Passive energy dissipation systems in structural engineering", John Wiley and Sons, 356 .
- Soong T. T., y Constantinou M. C., (1994). "Passive and Active Structural Vibration Control in Civil Engineering", Springer-Verlag, Wien-New York.
- Stanton J.F., Roeder C.W. y Campbell T.I., (1993). "High Load Multi-Rotational Bridge Bearings", Final Report, National Cooperative Highway Research Program, NCHRP 10-20A, Washington, DC.
- Su Y. F. y Hanson R. D., (1990). "Seismic response of buildings structures with mechanical damping devices", Department of Civil Engineering, University of Michigan.
- Tena-Colunga A., (1998). "Modelado Analítico de edificios con disipadores de energía. Aplicaciones en proyectos de reparación", V Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica, Toluca Estado de México, 85-120.
- Tsai K. C., Chen H. W., Hong C. P. y Su Y. F., (1993). "Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistance construction", Earthquake Spectral, 9, 505-528.
- Wen Y. K. (1976). "Method for random vibration of hysteretic systems", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 102, 249-263.

### **SECCIÓN 3.14. ESTRUCTURAS TIPO 11 TORRES DE TELECOMUNICACIÓN**

- Amiri, G.G., McClure, G. (1996). Simplified Model for Seismic Behaviour of Tall Guyed Telecommunication Towers. 1st Structural Specialty Conference, Canadian Society for Civil Engineering, Vol. IIb, 823-834.
- Amiri, G.G., McClure G. (1996). Seismic Response of Tall Guyed Telecommunication Towers. 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Gro. México.
- Amiri, G.G., McClure G. (1998). Seismic Base Shear of Tall Guyed Telecommunication Towers. 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France.

- Amiri, G.G., Zahedi, M., Jalali, R.S. (2004). Multiple-Support Seismic Excitation of Tall Guyed Telecommunication Towers. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- ANSI/TIA-222-G (2005). Structural Standard for Antenna Supporting Structures and Antennas. Telecommunications Industry Association, 2500 Wilson Boulevard, Arlington, VA 22201, U.S.A.
- AS 3995 (1994). Design of Steel Lattice Towers and Masts. Standards Association of Australia, 1 The Crescent, Homebush, NSW 2140.
- ASCE/SEI 7-05 (2006). Minimum design Loads for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, Virginia, 20191-4400, U.S.A.
- Assi, R., McClure, G., Yao, G.C. (2006). Seismic Force Amplification Factors for Telecommunication Towers Mounted on Building Rooftops. 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, Ca.
- Assi, R., McClure, G. (2007). A Simplified Method for Seismic Analysis of Rooftop Telecommunication Towers. 9th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Ottawa, On.
- Gálvez, C.A., McClure, G. (1995). A Simplified Method for Aseismic Design of Self-Supporting Latticed Telecommunication Towers. 7th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Montreal, Ca., 541-548.
- Gomathinayagam, S., Harikrishna, P., Shanmugasundaram, J., Lakshmanan, N. (1996). Full-Scale Measurements of Dynamic Response of a Lattice Tower. Joint IstructE/City Univ. Int. Seminar on Structural Assessment: The role of Large and Full Scale Testing, City University, London England.
- Gomathinayagam, S., Harikrishna, P., Shanmugasundaram, J., Lakshmanan, N. (1997). Design and Field Testing of Support Towers for Wind Energy Generators. Second National Seminar on Wind Effects on Structures, New Delhi, India, 364-376.
- Guevara, E., McClure, G. (1993). Nonlinear Seismic Response of Antenna-Supporting Structures. Computers and Structures, Vol. 47(4/5), 711-724.
- Khedr, M., McClure, G. (1997). A Quasi-Static Method for Seismic Analysis of Self-Supporting Latticed Telecommunication Towers. 25th Annual Conference of the Canadian Society for Civil Engineering, Sherbrooke, Ca., Vol. 6, 327-336.
- Khedr, M., McClure, G. (1999). Earthquake Amplification Factors for Self-Supporting Telecommunication Towers. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 26(2), 208-215.
- Khedr, M.A., McClure, G. (2000). A Simplified Method for Seismic Analysis of Lattice Telecommunication Towers. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, 533-542.

- Konno, T., Kimura, E., (1973). Earthquake Effects on Steel Tower Structures Atop Buildings. World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, Japan, Vol. 1, 184-193.
- Madugula, M.K.S. (2002). Dynamic Response of Lattice Towers and Guyed Masts. American Society of Civil Engineers, Reston, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, Virginia, 20191-4400, U.S.A.
- McClure, G., Guevara, E.I. (1994). Seismic Behaviour of Tall Guyed Telecommunication Towers. IASS-ASCE International Symposium on Spatial Lattice and Tension Structures, Atlanta, U.S.A., 259-268.
- McClure, G., Georgi, L., Assi, R. (2004). Seismic Considerations for Telecommunication Towers Mounted on Building Rooftops. 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- Shanmugasundaram, J., Harikrishna, P., Gomathinayagam, S., Arumugam, M., Lakshmanan, N. (1997). Field Measurement of Wind and Response Data on a 52-m Tall Lattice Tower. Project No. MLP 05641, Struct. Engrg. Res. Ctr., Madras, India.
- S37-01 (2001). Antennas, Towers and Antenna-Supporting Structures. Canadian Standards Association, 178 Rexdale Boulevard, Toronto, Ontario, Canada
- UNE-ENV 1998-3 (2000). Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes, Parte 3: Torres, Mástiles y Chimeneas. Asociación Española de Normalización y Certificación, C. Génova 6, 28004, Madrid, España.
- Vieira, P.A., Gil, S.J.A. (1986). Earthquake Action Effects in Radio and TV Steel Towers and Masts. 8th European Conf. on Earthquake Engineering, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 71-78.

### **SECCIÓN 3.15. ESTRUCTURAS TIPO 12 TÚNELES**

- Davis, R. O. & Selvadurai, A. P. S. (1996), "Elasticity and Geomechanics", Press Syndicate of the University of Cambridge, USA.
- Dobry, R., Oweis, I. & Urzua, A. (1976), "Simplified Procedures for Estimating the Fundamental Period of a Soil Profile", Bulletin of the Seismological Society of America, 66:4.
- Einstein, H. H. & Schwartz, C. W. (1979), "Simplified Analysis for Tunnel Supports", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105.GT4: 499-518.
- Flügge, W. (1960), "Stresses in Shells", Springer-Verlag New York Inc., Third Printing, USA.
- Hashash, Y. M A., Hook, J. J., Schmidt, B. & Chiang Yao, J. I. (2001), "Seismic design and Analysis of underground Structures", Tunneling and Underground Space Technology, 16: 247-293.

- Hashash, Y. M A., Park, D. & Chiang Yao, J. I. (2001), "Ovaling deformations of Circular Tunnels under Seismic Loading, an update on Seismic Design and Analysis of Underground Structures", Tunneling and Underground Space Technology, 20: 435-441.
- Höeg, K. (1968), "Stresses against Underground Structural Cylinders", Journal of Soil Mechanics and Foundation Divisions, ASCE, 94:SM4: 833-858.
- Kuesel, T. R. (1969), "Earthquake Design Criteria for Subways", Journal of the Structural Divisions, ASCE, 95:ST6: 1213-1231.
- Mohraz, B., Hendron, A. J., Ranken, R. E. & Salem, H. (1975), "Liner-Medium Interaction in Tunnels", Journal of the Construction Divisions, ASCE, 101:CO1: 127-141.
- Monsees, T. R. (1996), "Soft Ground Tunneling", Tunnel Engineering Handbook, Edited by John O. Bickel, Thomas R. Kuesel & Elwin H. King, Second Edition, Fifth printing, Kluwer Academic Publishers, USA, 97-121.
- Newmark, N. M. (1968), "Problems in Wave Propagation in soil and Rock", International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of earth Materials, ASCE, 7-26.
- Pakbaz, M. C. & Yareevand, A. (2005), "2-D Analysis of Circular Tunnel Against Earthquake Loading", Tunneling and Underground Space Technology, 20: 411-417.
- Peck, R. B., Hendron, A. J. & Mohraz, B. (1972), "State of the Art of Soft Ground Tunneling", Proceedings of the Rapid Excavation and Tunneling Conference, Chicago, IL, 1: 259-286.
- Penzien, J. (2000), "Seismically Induced Racking of Tunnel Linings", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 29: 683-691.
- St. John, C. M. & Zahrah, T. F. (1987), "Aseismic design of Underground Structures", Tunneling and Underground Space Technology, 2: 247-293.
- USACE (1997), "Engineering and Design: Tunnels and Shafts in Rock", EM110-2-2901.
- Wang, J. N. (1993), "Seismic Design in Tunnels: A simple State of Art Design Approach", Published by Parsons Brinckerhoff Inc., First Edition, USA.

### **SECCIÓN 3.16. ESTRUCTURAS TIPO 13 CIMENTACIONES**

- ASTM D1143-81, (1989a), "Standard Method of Testing Piles Under Static Axial Compressive Load", Philadelphia, 04.08: 179-189.
- ASTM D3689-83, (1989b), "Standard Method of Testing Individual Piles Under Static Axial Tensile Load", Philadelphia, 04.08: 474-484.

- ASTM D3966-81, (1989c), "Standard Method of Testing Piles Under Lateral Load", Philadelphia, 04.08: 494-508.
- Balla, A. (1969), "The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons", Proceedings V International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, France, 1: 569 pp.
- Bardet, J. P. (1997), "Experimental Soil Mechanics", Prentice-Hall, USA.
- Bowles, J. E. (1997), "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill, Singapore.
- Brinch Hansen, J. (1961), "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces", Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bull. No. 12: 5-9.
- Broms, B. (1964a), "The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 90 (SM2): 27-63.
- Broms, B. (1964b), "The Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 90 (SM3): 123-156.
- BSLJ, (2000), "Seismic Design of Building Foundations in Japan", <http://iisee.kenken.go.jp>.
- Bhudu, M. & Al-Karni, A. (1993), "Seismic Bearing Capacity of Soils", Geotechnique, 43 (1): 181 – 187.
- CFE (2002), "Estructuras metálicas mayores y menores y sus cimentaciones para subestaciones: Especificación CFE JA100-57", México.
- CFE (2005), "Cimentaciones para estructuras de transmisión: Especificación CFE JA100-64", México.
- Choudhury, D. & Subba Rao, K. S. (2005), "Seismic-Bearing Capacity of Shallow Strip Footings", Geotech. Geol. Eng., Kluwer, Dordrecht.
- Das, B. M. (1999), "Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement", CRC Press LLC, the United States of America.
- Das, B. M. (2001), "Principios de ingeniería de cimentaciones", Thomson editors, 4ª edición, México, 862 pp.
- Day, R. W. (2002), "Geotechnical Earthquake Engineering Handbook", McGraw Hill, the United States of America.
- Duncan (2005), "Soil Strength and Slope Stability", John Wiley & Sons, USA.
- Hansen, B. (1961), "The Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 90 (SM3): 123-156.

- Hansen, J. B. (1970), "A Revised and Extended Formula for bearing Capacity", Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bul. No. 28: 21.
- Janbu, N. (1957), "Earth Pressures and Bearing Capacity Calculations by Generalized Method of Slices", Proceedings 4th International Conference in Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 2: 207–213.
- Kramer, S. L. (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, the United States of America.
- Kumar, J. & Rao, V. B. K. M. (2002), "Seismic-Bearing Capacity Factors for Spread Foundations", *Géotechnique*, 52: 79–88.
- MDOC (1981), Estructuras, B.2.4, Cimentaciones en suelo, IIE, CFE, México.
- MDOC (1981), Estructuras, C.1.2, Criterios de Diseño. Acciones, IIE, CFE, México.
- MDOC (2007); Diseño por sismo, Interacción suelo-estructura, IIE, CFE, México.
- Merlos, J. & Romo, M. P. (2006), "Fluctuant Bearing Capacity of Shallow Foundations during Earthquakes", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26: 103-114.
- Meyerhof, G. G. (1963), "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, 1 (1): 16-54.
- Meyerhof, G. G. & Adams, J. I. (1968), "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, 5:4: 225 pp.
- Murthy, V. N. S. (2003), "Geotechnical Engineering Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering", Marcel Dekker Inc., the United States of America.
- Novak, M. (1974), "Dynamic Stiffness and Damping of Piles", *Canadian Geotechnical Journal*, 11 (4): 574-598.
- Novak, M. (1977), "Vertical Vibration of Floating Piles", *Journal Engineering Mechanics Division, ASCE*, 103 (EM1): 153-168.
- NTC-RCDF, (2004) "Diseño y Construcción de Cimentaciones y Diseño por Sismo", *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, II, No. 103-bis, México, D.F.
- Poulos, H. G. (1971a), "Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Single Piles", *Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97 (SM5): 711-731.
- Poulos, H. G. (1971b), "Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Pile Groups", *Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97 (SM5): 733-751.
- Poulos, H. G. & Davis, E. H. (1980), "Pile Foundation Analysis and Design", Wiley, New York.
- Prakash, S. (1981), "Soil Dynamics", Mc. Graw-Hill, USA.

- Prakash, S. & Puri, V. K. (1988), "Foundations for Machines Analysis and Design", Mc. Graw-Hill, USA.
- Prakash, S. & Sharma, H. D. (1990), "Pile Foundations in Engineering Practice", John Wiley & Sons, USA, 734 pp.
- Reese, L. C. & Matlock, H. (1956), "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth", Proceedings 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, TX, 1-41.
- Richards, R., Elms, D. G. & Budhu, M. (1990), "Dynamic Fluidization of Soils", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 116 (5): 740–759.
- Richards, R., Elms, D. G. & Budhu, M. (1993), "Seismic-Bearing Capacity and Settlements of Foundations", Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 119 (4): 662–674.
- Sarma, S. K. & Iossifelis, I. S. (1990), "Seismic-Bearing Capacity Factors of Shallow Strip Footings", Géotechnique, 40: 265–273.
- Standard 691 IEEE (2001), "Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing", New York.
- Sutherland, H. B. (1988), "Uplift Resistance of Soils", Géotechnique, 38:4: 493-516.
- Vesic, A. S. (1965), "Cratering by Explosives as an Earth Pressure Problem", Proceedings VI International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Canada, 2: 427 pp.
- Vesic, A. S. (1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation", Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99 (SM1): 45-73.
- SMMS, A.C. (2001), "Manual de Cimentaciones Profundas", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., México, D.F.
- Teng, W. C. (1965), "Foundation Design", Prentice-Hall, India.
- Vesic, A. S. (1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundation", Journal Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 99 (SM1): 45-73.
- Zeevaert, W. L. (1991), "Interacción suelo-estructura de cimentación", Limusa, México.

# **SECCIÓN 3.1**

## **ESPECTROS DE DISEÑO SÍSMICO PARA EL TERRITORIO MEXICANO**



Construir el espectro de diseño en un sitio de Guadalajara si la estratigrafía esta conformada por estratos de arena con las siguientes propiedades:

Tabla 1

h(m)	V <sub>s</sub> (m/s)	γ <sub>s</sub>
2	177	1.42
2	203	1.42
2	181	1.42
2	211	1.42
2	298	1.42
2	354	1.47
2	311	1.47
2	463	1.47
2	530	1.47
2	463	1.52
2	435	1.52
2	482	1.52
2	456	1.52
2	487	1.52
2	508	1.52
8	456	1.80
8	445	1.80
8	436	1.80
8	430	1.80
8	427	1.80
8	425	1.80
∞	1375	2.00

Para determinar el periodo del terreno, que está idealizado con una estratigrafía en que existen estratos de alta velocidad intercalados con estratos de baja velocidad, se hace uso de la ecuación 1.2 de la sección 3.1.4.3, dando como resultado

$$T_s = 0.58s$$

En vista de que el espesor total es

$$H_s = \sum_{i=1}^N h_i = 78 \text{ m}$$

Entonces, la velocidad de propagación de ondas es (ecuación 1.5 de la sección 3.1.4.3)

$$V_s = \frac{4 \times 78}{0.58} = 537.93 \text{ m/s}$$

Por otra parte, el peso volumétrico del estrato equivalente se determina como el promedio de los pesos volumétricos de los estratos pesados por el espesor de cada uno de ellos, es decir

$$\gamma_s = \frac{\sum_{i=1}^N \gamma_i h_i}{H_s} = 1.67$$

Así, el contraste de impedancias mecánicas se determina como

$$p_s = \frac{\gamma_s V_s}{\gamma_o V_o} = \frac{1.67 \times 537.93}{2.0 \times 1375} = 0.33$$

Empleando el programa PRODISIS se tiene que la aceleración máxima del terreno en roca para Guadalajara es

$$a_o^r = 97 \text{ cm/s}^2$$

El factor de distancia se determinará como (ecuación 1.6 de la sección 3.1.5.1.2)

$$F_d = 97 / 400.0 = 0.2425$$

El factor de sitio se obtendrá por interpolación de la tabla 1.2 de la sección 3.1.5.2.1. Para ello, se hará

$$f_{sd} = 0.58 \times (0.2425)^{1/2} = 0.2856$$

Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$f_{sd} \backslash p_s$	0.00	0.05	0.10	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
0.625	1.00	1.08	1.23	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00
0.250	1.00	1.18	1.98	1.60	1.40	1.12	1.00	1.00
0.125	1.00	1.20	2.64	2.01	1.69	1.32	1.00	1.00
0.000	1.00	1.22	4.51	3.17	2.38	1.75	1.19	1.00

Siendo  $F_{i,j} = 1.60$ ,  $F_{i,j+1} = 1.40$ ,  $F_{i+1,j} = 1.12$  y  $F_{i+1,j+1} = 1.00$ , con  $x = f_{sd} = 0.2856$ ,  $y = p_s = 0.33$ . Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.2856 - 0.20}{0.50 - 0.20} = 0.2853$$

y

$$dy = \frac{0.33 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.2133$$

entonces, el Factor de sitio resulta

$$F_s = 1.60 \times (1 - 0.2853) \times (1 - 0.2133) + 1 \times 0.2853 \times 0.2133 + 1.40 \times 0.2853 \times (1 - 0.2133) + 1.12 \times (1 - 0.2853) \times 0.2133 = 1.4454$$

El factor de respuesta se obtendrá por interpolación de la tabla 1.3 de la sección 3.1.5.2.2. Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$T_s \backslash P_s$	0.20	0.50	1.00	2.00	3.00
1.000	3.45	3.13	2.73	2.46	2.40
0.625	3.56	3.24	2.77	2.49	2.43
0.250	4.27	3.45	2.85	2.56	2.49
0.125	4.90	3.70	3.06	2.73	2.63
0.000	6.02	4.81	4.05	3.58	3.40

Siendo  $F_{i,j} = 3.45$ ,  $F_{i,j+1} = 2.85$ ,  $F_{i+1,j} = 3.24$  y  $F_{i+1,j+1} = 2.77$ , con  $x = T_s = 0.58$  s,  $y = p_s = 0.33$ . Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.58 - 0.50}{1.00 - 0.50} = 0.1600$$

y

$$dy = \frac{0.33 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.2133$$

entonces, el Factor de respuesta resulta

$$F_i = 3.45 \times (1 - 0.16) \times (1 - 0.2133) + 2.77 \times 0.16 \times 0.2133 + 2.85 \times 0.16 \times (1 - 0.2133) + 3.24 \times (1 - 0.16) \times 0.2133 = 3.3186$$

Para determinar el factor no lineal  $F_n$ , primero habrá que determinar  $F'_n$ , que se obtendrá por interpolación de la tabla 1.4 de la sección 3.1.5.3.1, ya que se trata de un suelo granular. Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$F_d \backslash P_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.97	0.93	0.90	0.86	0.83	0.75	0.71
0.625	1.00	0.95	0.91	0.89	0.85	0.82	0.71	0.68
0.250	1.00	0.93	0.87	0.82	0.77	0.73	0.63	0.56
0.125	1.00	0.92	0.84	0.75	0.67	0.64	0.58	0.53
0.000	1.00	0.90	0.78	0.66	0.58	0.54	0.53	0.50

Siendo  $F_{i,j} = 0.87$ ,  $F_{i,j+1} = 0.82$ ,  $F_{i+1,j} = 0.91$  y  $F_{i+1,j+1} = 0.89$ , con  $x = F_d = 0.2425$ ,  $y = p_s = 0.33$ . Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.2425 - 0.20}{0.30 - 0.20} = 0.4250$$

y

$$dy = \frac{0.33 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.2133$$

entonces,  $F'_{nl}$  resulta ser

$$F'_{nl} = 0.87 \times (1 - 0.425) \times (1 - 0.2133) + 0.89 \times 0.425 \times 0.2133 + 0.82 \times 0.425 \times (1 - 0.2133) + 0.91 \times (1 - 0.425) \times 0.2133 = 0.86$$

Con la ecuación 1.9 de la sección 3.1.5.3.1 se llega a que el Factor no lineal es

$$F_{nl} = 1 - (1 - 0.86) \times 0.58 / 1.5 = 0.9459$$

Para determinar el factor de velocidad  $F_v$ , primero habrá que determinar  $F'_v$ , que se obtendrá por interpolación de la tabla 1.6 de la sección 3.1.5.3.2, ya que se trata de un suelo granular. Los nodos entre los que se realizará la interpolación lineal serán

$F_d \backslash p_s$	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.75	1.00
1.000	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.95	0.95
0.625	1.00	0.98	0.97	0.93	0.90	0.89	0.89	0.89
0.250	1.00	0.97	0.93	0.86	0.81	0.79	0.79	0.79
0.125	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78
0.000	1.00	0.97	0.92	0.85	0.80	0.78	0.78	0.78

Siendo  $F_{i,j} = 0.93$ ,  $F_{i,j+1} = 0.86$ ,  $F_{i+1,j} = 0.97$  y  $F_{i+1,j+1} = 0.93$ , con  $x = F_d = 0.2425$ ,  $y = p_s = 0.33$ . Las distancias relativas en la interpolación se determinarán como

$$dx = \frac{0.2425 - 0.20}{0.30 - 0.20} = 0.425$$

y

$$dy = \frac{0.33 - 0.25}{0.625 - 0.25} = 0.2133$$

entonces,  $F'_v$  resulta ser

$$F'_v = 0.93 \times (1 - 0.425) \times (1 - 0.2133) + 0.93 \times 0.425 \times 0.2133 + 0.86 \times 0.425 \times (1 - 0.2133) + 0.97 \times (1 - 0.425) \times 0.2133 = 0.9115$$

Con la ecuación 1.10 de la sección 3.1.5.3.2 se llega a que el Factor de velocidad es

$$F_v = 1 - (1 - 0.9115) \times 0.58 / 1.5 = 0.9658$$

Con estos factores, los parámetros del espectro de diseño se obtienen con las ecuaciones 1.13-1.18 de la sección 3.1.6. Estos son los siguientes

$$a_0 = 1.4454 \times 0.9459 \times 97 / 981.0 = 0.135$$

$$c = 3.3186 \times 0.1352 = 0.449$$

$$T'_s = 0.58 / 0.9658 = 0.60 \text{ s}$$

$$T_a = 0.35 \times 0.60 = 0.21 \text{ s}$$

$$T_b = 1.20 \times 0.60 = 0.72 \text{ s}$$

$$k = 2 - 0.58 = 1.42$$

En la figura 1.1 se ilustra el espectro calculado con los parámetros reportados y haciendo uso de la ecuación 1.12 de la sección 3.1.6, con  $\beta=1$ , ya que es un espectro de peligro uniforme para 5% de amortiguamiento estructural, carente de efectos de interacción suelo-estructura.

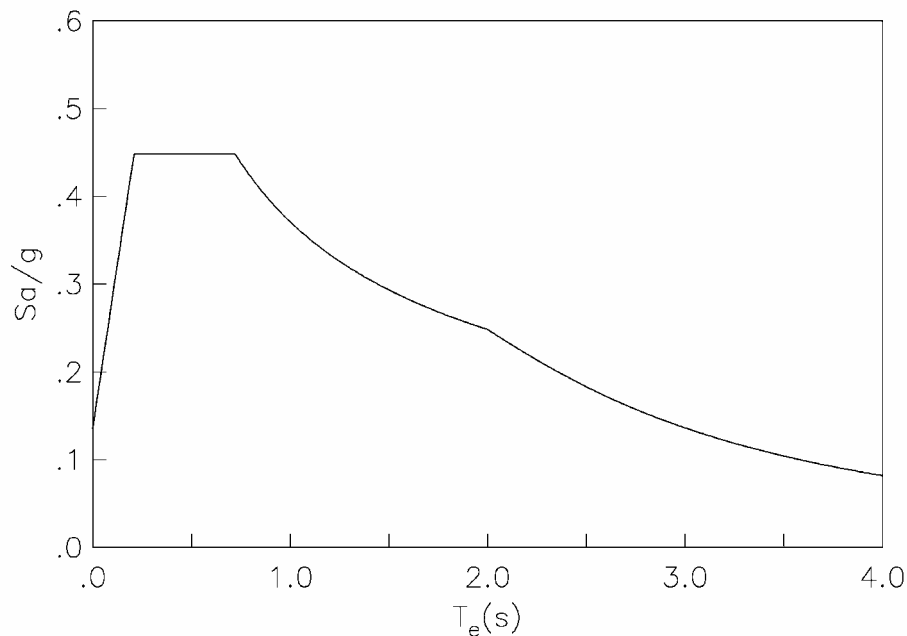


Figura 1.1. Espectro de peligro uniforme para un sitio en Guadalajara.

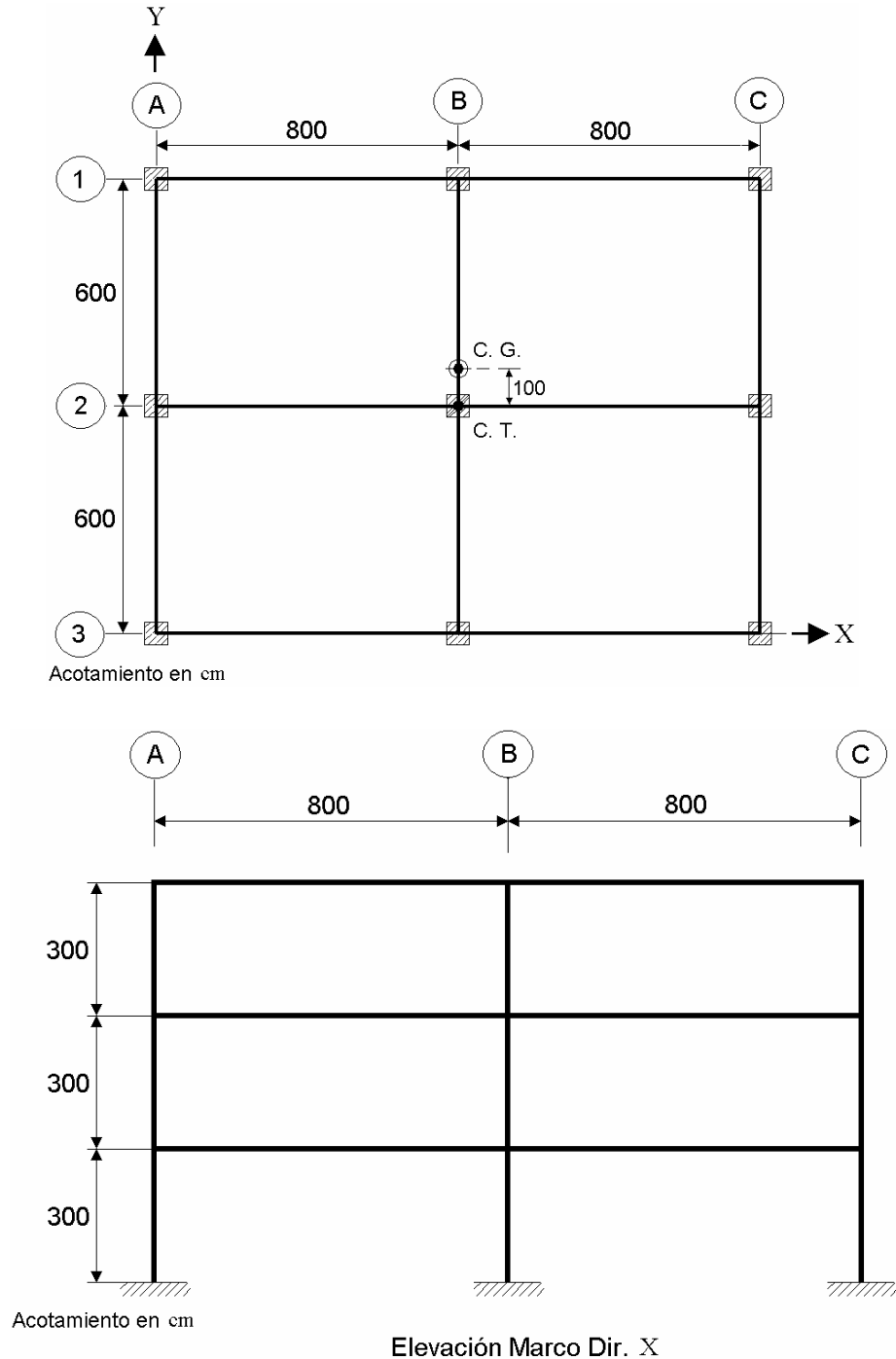
# **SECCIÓN 3.3**

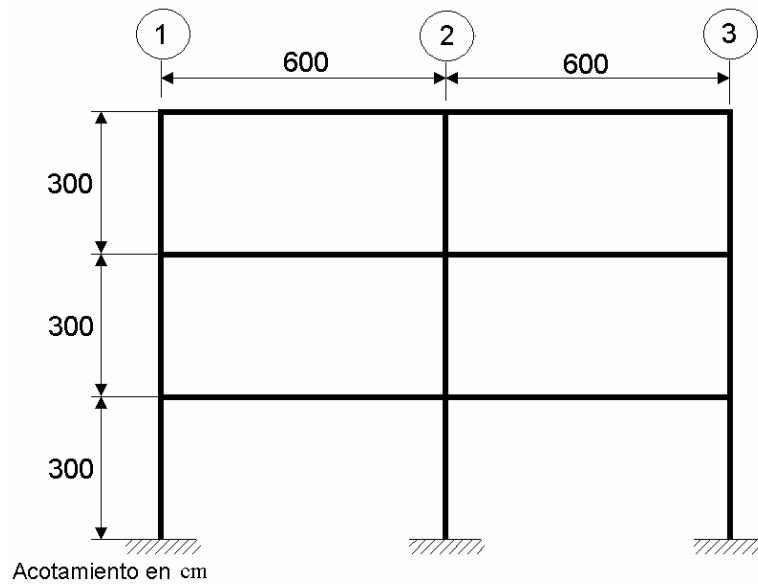
## **ESTRUCTURAS TIPO 1**

### **ESTRUCTURAS DE EDIFICIOS**

## MÉTODO ESTÁTICO

Se desea obtener los cortantes directos y de torsión en los marcos que conforman el edificio que se muestra en la figura 3.1, bajo el sismo de diseño, actuando en la dirección X del edificio. El cálculo se llevará a cabo empleando el método estático. Se acepta que el edificio tiene una fracción de amortiguamiento igual al 5% del valor crítico.





Elevación Marco Dir. Y

Figura 3.1 Características generales del edificio

Los pesos de los niveles son los siguientes:

$$W_1 = 150 \text{ ton}$$

$$W_2 = 150 \text{ ton}$$

$$W_3 = 120 \text{ ton}$$

Como puede apreciarse en la figura, se trata de un edificio de tres niveles, cuyas dimensiones en planta y altura son:

$$b_{x1,3} = 12.0 \text{ m}$$

$$b_{y1,3} = 16.0 \text{ m}$$

$$H = 9.0 \text{ m}$$

Además, se supone que la ubicación del centro de masa en todos los niveles se ubica en la siguiente coordenada (en planta):

$$\text{C.G.} = (8.0, 7.0) \text{ m}$$

### Espectro de diseño

Para este cálculo se supone que el edificio se ubica en una zona de la República Mexicana, con un tipo de terreno y estratificación tales que se tienen los siguientes parámetros:



$$a_0^r = 80 \text{ cm/s}^2$$

$$T_s = 0.5 \text{ s}$$

$$p_s = 0.4$$

Se supondrá también que el edificio se encuentra estructurado a base de marcos de concreto reforzado que cumplen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias para marcos dúctiles, por lo que se puede aceptar un factor de comportamiento sísmico de:

$$Q = 4.0$$

A partir de esta información y siguiendo la sección de recomendaciones 3.1, se obtienen los siguientes parámetros del espectro de diseño:

$$a_0 = 0.1094$$

$$c = 0.3692$$

$$T_s' = 0.5092 \text{ s}$$

$$T_a = 0.1782 \text{ s}$$

$$T_b = 0.6110 \text{ s}$$

$$T_c = 3.5000 \text{ s}$$

Asimismo, se obtuvieron los siguientes factores de corrección del espectro:

$$F_d = 0.2$$

$$f_{sd} = 0.2236$$

$$F_s = 1.3948$$

$$F_r = 3.3740$$

$$F_{nl} = 0.9620$$

$$F_v = 0.9820$$

## CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para que un edificio sea considerado regular, debe cumplir las 11 condiciones que se indican en el inciso 3.3.2.1 de la sección de recomendaciones:

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Como puede apreciarse en la figura 3.1, los elementos resistentes en cada nivel son simétricos en ambas direcciones, y el centro de masa presenta una pequeña excentricidad (ver punto 11)
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base es:

$$\frac{H}{b_{x1}} = \frac{9.0}{12.0} = 0.75 < 2.5$$

3. La relación entre largo y ancho de la base es:

$$\frac{b_{YI}}{b_{XI}} = \frac{16.0}{12.0} = 1.33 < 2.5$$

4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta
5. Se acepta que en cada nivel se tiene un sistema de piso rígido y resistente.
6. Se acepta que no se tienen aberturas en los sistemas piso con grandes dimensiones, ni ocasionan asimetrías significativas, ni difieren en posición de un piso a otro.
7. El peso de cada nivel nunca excede el del nivel inmediato inferior.
8. Las áreas de todos los niveles son iguales.
9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en las dos direcciones.
10. Inicialmente se acepta que la rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. Esto se comprueba más adelante, con respecto a la rigidez y la resistencia dependerá del diseño.
11. En todos los entrepisos, la excentricidad torsional es menor del 10% de su dimensión.

En consecuencia, la estructura puede considerarse regular.

### **OBTENCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS SIN CONSIDERAR EL PERÍODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA**

Cuando se desconoce el período natural de la estructura, las fuerzas sísmicas se pueden evaluar con la ecuación 3.10:

$$P_n = W_n h_n \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n} \frac{c\beta}{Q'R\rho}$$

Esto se evalúa considerando  $T_e = T_b$ , por lo que:

$$Q' = 1.6615 \text{ (ec. 2.1 de sección 3.2.5)}$$

$$R = R_0 = 2.5 \text{ (por ser estructura de concreto diseñada para } Q = 4.0 \text{, inciso 3.3.1.1)}$$

$$\rho = 1.0 \text{ (se tienen tres marcos de dos crujías, inciso 3.3.1.4)}$$

$$\beta = 1.0 \text{ (el amortiguamiento es igual al 5% del valor crítico)}$$

De aquí,

$$\frac{c\beta}{Q'R\rho} = 0.0888785$$

Las fuerzas sísmicas y cortantes por cada nivel obtenidas de esta manera se resumen en la tabla 3.1:

Tabla 3.1 Fuerzas sísmicas sin considerar período natural

NIVEL	$W_n$ (ton)	$h_n$ (m)	$W_n h_n$ (ton-m)	$P_n$ (ton)	$V_n$ (ton)
1	150	3	450	6.91	37.33
2	150	6	900	13.83	30.42
3	120	9	1080	16.59	16.59
Suma	420		2430		

### OBTENCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS CONSIDERANDO EL PERÍODO NATURAL DE LA ESTRUCTURA

El período natural de la estructura se puede estimar por medio del cociente de Schwartz, o de un análisis dinámico de la estructura. En el primer caso, se requiere conocer los desplazamientos de la estructura debidos a las fuerzas sísmicas. Esto se puede obtener a partir de un análisis de rigideces.

Considerando solamente los grados de libertad de desplazamiento horizontal en la dirección X, se obtuvieron las matrices de rigidez condensadas de los marcos 1 a 3. El cálculo de la obtención de dichas matrices no se presenta en este ejemplo; se supone conocido. Las matrices son las siguientes:

$$K_{1,3} = \begin{bmatrix} 107.18 & -61.68 & 14.88 \\ -61.68 & 73.42 & -31.68 \\ 14.88 & -31.68 & 19.94 \end{bmatrix} \text{ ton/cm}$$

$$K_2 = \begin{bmatrix} 109.26 & -62.54 & 14.40 \\ -62.54 & 79.08 & -35.26 \\ 14.40 & -35.26 & 23.70 \end{bmatrix} \text{ ton/cm}$$

La matriz de rigidez de la estructura es:

$$K_2 = \begin{bmatrix} 323.62 & -185.90 & 44.16 \\ -185.90 & 225.92 & -98.62 \\ 44.16 & -98.62 & 63.58 \end{bmatrix} \text{ ton/cm}$$

Los desplazamientos de cada nivel se pueden obtener de resolver la ecuación matricial  $P=KX$ , empleando las fuerzas sísmicas obtenidas sin considerar el período natural. Dichos desplazamientos son los siguientes:

$$X = \begin{bmatrix} 0.568 \\ 1.456 \\ 2.125 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Conocidos estos desplazamientos, se obtiene el período de la estructura como:

$$T_e = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left[ \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n X_n^2}{\sum_{n=1}^{N_e} P_n X_n} \right]^{1/2} = 0.78505 \text{ s}$$

como  $T_e > T_b$ , las fuerzas sísmicas considerando el período fundamental se deben calcular con la ecuación 3.15 de la sección de recomendaciones:

$$P_n = W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a(\beta)}{Q'R\rho}$$

donde:

$$\alpha_1 = (1 - 0.5r(1 - q)) \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n}$$

$$\alpha_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum_{n=1}^{N_e} W_n}{\sum_{n=1}^{N_e} W_n h_n^2}$$

Para este cálculo

$$r = 1.33 \text{ (porque } F_s = 1.3948 < 1.5)$$

$$q = (T_b/T_e)^r = 0.7165$$

obteniendo:

$$\alpha_1 = 0.140255$$

$$\alpha_2 = 0.007211$$

Entonces, el cálculo de las fuerzas sísmicas por nivel considerando el período de vibrar se resume en la tabla 3.2

Tabla 3.2. Fuerzas sísmicas considerando el período natural

NIVEL	$W_n$ (ton)	$h_n$ (m)	$W_n h_n$ (ton-m)	$W_n h_n^2$ (ton-m <sup>2</sup> )	$P_n$ (ton)	$V_n$ (ton)
1	150	3	450	1350	5.28	33.294
2	150	6	900	5400	11.97	28.017
3	120	9	1080	9720	16.05	16.051
Suma	420		2430	16470		

### Cortantes directos en los marcos

Como se realizó para el caso de no considerar el período de vibración, los desplazamientos se obtienen de resolver la ecuación  $P = KX$ , obteniéndose en este caso:

$$X = \begin{bmatrix} 0.514 \\ 1.333 \\ 1.962 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Las fuerzas y, por ende, los cortantes directos en cada marco se obtienen como el producto matricial de su rigidez por el vector de desplazamientos obtenido:

$$P_{1,3} = \begin{bmatrix} 2.099 \\ 3.964 \\ 4.563 \end{bmatrix} \text{ ton} \quad V_{1,3} = \begin{bmatrix} 10.626 \\ 8.527 \\ 4.563 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$$P_{1,3} = \begin{bmatrix} 1.080 \\ 4.038 \\ 6.925 \end{bmatrix} \text{ ton} \quad V_{1,3} = \begin{bmatrix} 12.043 \\ 10.963 \\ 6.925 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

Estos cortantes pueden obtenerse distribuyendo el cortante total en cada nivel en forma proporcional a las rigideces de entrepiso de cada uno de los marcos. Estas rigideces se pueden obtener con algún método aproximado o dividiendo el cortante entre el desplazamiento relativo de cada nivel. Los resultados obtenidos deben ser equivalentes, dependiendo de la aproximación del método empleado para obtener las rigideces de entrepiso. Las rigideces de entrepiso, obtenidas a partir de los desplazamientos relativos y los cortantes de cada marco son las siguientes:

$$X_{\text{rel}} = \begin{bmatrix} 0.514 \\ 0.819 \\ 0.630 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

y las rigideces de entrepiso son las siguientes:

$$K_{E1,3} = \begin{bmatrix} 20.673 \\ 10.417 \\ 7.245 \end{bmatrix} \text{ ton/cm} \qquad K_{E2} = \begin{bmatrix} 23.431 \\ 13.393 \\ 10.994 \end{bmatrix} \text{ ton/cm}$$

Como puede apreciarse, las rigideces de los entrepisos son menores que las de los pisos inferiores, verificando la suposición realizada al revisar condiciones de irregularidad. Asimismo, en vista que los cortantes sísmicos son mayores en los entrepisos inferiores, se supone que la resistencia será mayor en dichos niveles.

### Efectos de torsión

Para evaluar los cortantes debidos a los efectos de torsión, como primer paso es necesario obtener los momentos torsionantes en cada nivel y posteriormente se evalúa la distribución de cortantes en los marcos, en función de su ubicación y rigidez. Los momentos de torsión se calculan con la ecuación 3.19 de la sección de recomendaciones:

$$Mo_n^t = \begin{cases} V_n e_n^+; & e_n^+ = e_{dn} + 0.05 b_n \\ V_n e_n^-; & e_n^- = 0.5 e_n - 0.05 b_n \end{cases}$$

Como estamos evaluando el estado límite de resistencia empleando el nivel de colapso en la dirección X, se tiene que:

$$e_{dn} = 1.5 e_n = 1.5(1.0) = 1.5 \text{ m}$$

$$e_n^+ = 1.5 + 0.05(12.0) = 2.1 \text{ m}$$

$$e_n^- = 0.5(1.0) - 0.05(12.0) = -0.1 \text{ m}$$

Los momentos torsionantes en cada nivel, para las dos excentricidades se resumen en la tabla 3.3. En esta tabla el signo positivo de los momentos es en el sentido de las manecillas del reloj.

Tabla 3.3 Momentos torsionantes por nivel

Nivel	Momento (ton-m)	
	$e_n^+$	$e_n^-$
1	69.92	-3.329
2	58.84	-2.802
3	33.71	-1.605

En cada nivel, los cortantes en los marcos se pueden obtener a partir de sus rigideces de entrepiso y de su distancia al centro de torsión, como:

$$V_{ti} = M_t \frac{\sum_{i=1,n} K_{Ei} d_i}{\sum_{i=1,n} K_{Ei} d_i^2}$$

Es importante recalcar que la distribución de cortantes por efectos de torsión se debe obtener considerando los marcos en ambos sentidos, ya que también contribuyen a la rigidez a torsión del entrepiso. Para fines del ejemplo, se supuso que las rigideces de entrepiso de los marcos en la dirección Y (marcos extremos y central) es 25% mayor que las de los marcos en la dirección X. Los resultados obtenidos para cada nivel se muestran en las tablas 3.4 a 3.6.

Tabla 3.4 Cortantes por torsión en los marcos, primer entrepiso

Marco eje	$K_e$ (ton/cm)	$d$ (m)	$K_e d$	$K_e d^2$	$V_t (e_n^+)$ (ton)	$V_t (e_n^-)$ (ton)
1	9.62	6.00	57.72	346.32	1.933	-0.092
2	11.49	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
3	9.62	-6.00	-57.72	346.32	-1.933	0.092
A	10.90	8.00	87.20	697.60	2.920	-0.139
B	13.08	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
C	10.90	-8.00	-87.20	697.60	-2.920	0.139
SUMA				2087.84		

Tabla 3.5 Cortantes por torsión en los marcos, segundo entrepiso

Marco eje	$K_e$ (ton/cm)	$d$ (m)	$K_e d$	$K_e d^2$	$V_t (e_n^+)$ (ton)	$V_t (e_n^-)$ (ton)
1	4.42	6.00	26.52	159.12	1.536	-0.073
2	5.93	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
3	4.42	-6.00	-26.52	159.12	-1.536	0.073
A	5.45	8.00	43.60	348.80	2.525	-0.120
B	7.27	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
C	5.45	-8.00	-43.60	348.80	-2.525	0.120
SUMA				1015.84		

Tabla 3.6 Cortantes por torsión en los marcos, tercer entrepiso

Marco eje	$K_e$ (ton/cm)	$d$ (m)	$K_e d$	$K_e d^2$	$V_t (e_n^+)$ (ton)	$V_t (e_n^-)$ (ton)
1	3.63	6.00	21.78	130.68	0.855	-0.041
2	5.17	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
3	3.63	-6.00	-21.78	130.68	-0.855	0.041
A	4.67	8.00	37.36	298.88	1.466	-0.070
B	6.54	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000
C	4.67	-8.00	-37.36	298.88	-1.466	0.070
SUMA				859.12		

Finalmente, se puede comentar que la distribución de cortantes en los marcos se puede obtener en forma directa si se emplea un modelo de análisis tridimensional que incluya el grado de libertad de torsión, ya que bastará aplicar las fuerzas sísmicas y momentos torsionantes en los centros de gravedad de cada nivel. Debe recordarse que los cortantes y momentos en cada nivel se acumulan desde la parte superior. Por ello, debe tenerse especial cuidado al trabajar con edificios irregulares, ya que los centros de torsión de los distintos niveles no necesariamente son coincidentes en planta.



## **SECCIÓN 3.6**

# **ESTRUCTURAS TIPO 3 MUROS DE RETENCIÓN**

Calcular la reducción en el cortante basal y en el momento de volteo, por unidad de longitud, que produce un relleno de 10 m de espesor sobre un muro, cuando se considera la rotación de la base. La velocidades de propagación de de corte (S) en el relleno es  $v_{sre} = 250$  m/s. Además, su peso volumétrico es  $\gamma = 1.6$  ton/m<sup>3</sup> y su relación de Poisson es  $\nu_{re} = 0.45$ . Considérese que el amortiguamiento del relleno es de 5%, que el muro tiene una masa relativa  $\tilde{\mu} = 0.15$  y que el sistema muro-relleno descansa sobre el sitio rocoso cuya aceleración máxima es  $a_0^r = 0.25g$ . Considérese que la rigidez rotacional relativa es  $d_\theta = 1/2$ . El relleno tendrá un periodo

$$T_r = \frac{4H_{re}}{v_{sre}} = \frac{4 \times 10.0}{250} = 0.16 \text{ s}$$

De acuerdo con la sección de recomendaciones 3.1.6.3, para terreno rocoso se tiene que  $T_a = 0.1$  s y  $T_b = 0.6$  s, por lo tanto, en este problema interesa conocer el valor de la meseta espectral es decir, la segunda rama de la ec. 6.8 de la sección de recomendaciones, ya que  $T_a \leq T_{re} < T_b$ . Por tratarse de un sitio rocoso como terreno de desplante los valores de  $C_Q$  y  $C_M$  se tomarán de la tabla 6.2 de la misma sección. Se determinarán dos valores de rigidez relativa:  $d_\theta = 0$  (sin rotación) y  $d_\theta = 1/2$  (con rotación)

Los valores de interés se reportan en la siguiente tabla

$\nu_{re} = 0.45 \quad \tilde{\mu} = 0.15$	$C_Q$	$C_M$
$d_\theta = 0$	1.605	0.973
$d_\theta = 1/2$	1.389	0.797

De acuerdo con las ecuaciones 6.6 y 6.7, de la sección de recomendaciones, los valores del cortante basal y el momento de volteo deberán multiplicarse por los factores  $\gamma_{re} H_{re}^2 a_0^r$  y  $\gamma_{re} H_{re}^3 a_0^r$ , respectivamente, ya que  $\rho = \gamma/g$ . De esta forma se llega a que el cortante basal y el momento de volteo, se calculan como:

$$Q(d_\theta = 0) = \gamma_{re} H_{re}^2 a_0^r C_Q = 1.6 \times 100 \times 0.25 \times 1.605 = 64.20 \text{ ton / m}$$

$$Q(d_\theta = 1/2) = \gamma_{re} H_{re}^2 a_0^r C_Q = 1.6 \times 100 \times 0.25 \times 1.389 = 55.56 \text{ ton / m}$$

$$\Delta Q = 8.64 \text{ ton / m}$$

$$M_o(d_\theta = 0) = \gamma_{re} H_{re}^3 a_0^r C_M = 1.6 \times 1000 \times 0.25 \times 0.973 = 389.2 \text{ ton}$$

$$M_o(d_\theta = 1/2) = \gamma_{re} H_{re}^3 a_0^r C_M = 1.6 \times 1000 \times 0.25 \times 0.797 = 318.8 \text{ ton}$$

$$\Delta M_o = 70.4 \text{ ton}$$

## **SECCIÓN 3.7**

# **ESTRUCTURAS TIPO 4 CHIMENEAS, SILOS Y SIMILARES**

## ANÁLISIS SÍSMICO DE UNA CHIMENEA

En la figura 7.1 se muestra una chimenea de sección variable que se desplanta en terreno rocoso con periodo fundamental  $T_s = 1.0$  s y velocidad de propagación  $v_s = 720$  m/s, ubicado en un punto con coordenadas geográficas tales que se tiene una aceleración máxima en roca  $a_0^r = 137$  cm/s<sup>2</sup>. La estructura pertenece, según su destino y estructuración, al grupo B y tipo 4, respectivamente. Se pide determinar las fuerzas sísmicas así como las fuerzas cortantes y los momentos de volteo de diseño.

Por razones de sencillez se ignorará la presencia de orificios u aberturas en el fuste de la chimenea de manera que las direcciones de análisis son indistintas, ya que no existen direcciones más desfavorables.

### Características Principales de la Chimenea

La estructura es de concreto de  $f_c' = 200$  kg/cm<sup>2</sup>, los diámetros exteriores en la base y punta de la chimenea son  $D_0 = 9.25$  m y  $D_H = 7.5$  m, respectivamente; las masas de la estructura con y sin revestimiento son  $M' = 1696.97$  kN-s<sup>2</sup>/m y  $M'' = 1475.21$  kN-s<sup>2</sup>/m, respectivamente, y se supone que el amortiguamiento de la chimenea es  $\zeta_e = 0.03$ .

Se considera aceptable discretizar la chimenea de altura  $H = 60$  m en 10 dovelas de la misma altura, igual a 6 m, cuyos pesos se indican en el esquema de la estructura.

### Periodo Fundamental de la Chimenea

En vista de que la altura de la chimenea no sobrepasa de 60 m se puede aplicar el análisis estático que se describe en la sección de recomendaciones 3.7.6. Para ello se requiere conocer el valor aproximado del periodo fundamental de la estructura el cual se determina con la ecuación 7.6, esto es:

$$T_e = \frac{0.0155H^2}{(3D_0 - D_H)\sqrt{E_c}} \left( \frac{M'}{M} \right)^{1/2}$$

$$E_c = 10,000\sqrt{f_c'} = 10,000\sqrt{200} = 141421 \text{ kg/cm}^2 = 13.87 \text{ GPa}$$

$$T_e = \frac{0.0155 \times (60)^2}{(3 \times 9.25 - 7.5)\sqrt{13.87}} \left( \frac{1696.97}{1475.21} \right)^{1/2} = 0.8 \text{ s}$$

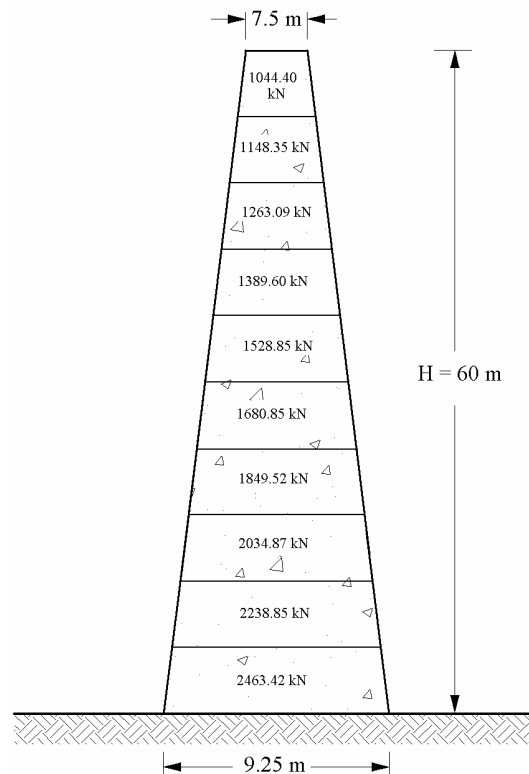


Figura 7.1. Chimenea discretizada.

Los efectos de la interacción suelo-estructura en el periodo y amortiguamiento no se tendrán en cuenta debido a que se trata de terreno firme. Por tal razón, el periodo y amortiguamiento efectivos se tomarán iguales a los correspondientes a la condición de base rígida.

### Aceleración Espectral

De acuerdo a las recomendaciones para la construcción del espectro de diseño sísmico contenidas en este manual y por estar la chimenea en terreno rocoso, el espectro de diseño se caracteriza por los siguientes valores:

$$a_0 = 0.14 \quad c = 0.35 \quad T_a = 0.1 \text{ s} \quad T_b = 0.6 \text{ s} \quad T_c = 2.0 \text{ s} \quad k = 2.0 \quad r = 1.0$$

En vista de que se trata de una chimenea de concreto reforzado, se puede tomar un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$  para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

Ahora bien, el factor de amortiguamiento y la aceleración espectral se obtienen como se indica a continuación:

$$T_e < T_c \quad \Rightarrow \quad \beta = \left( \frac{0.05}{0.03} \right)^{0.45} = 1.26$$

$$T_b < T_e < T_c \quad \Rightarrow \quad a(\beta) = \beta c \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^r = (1.26)(0.35) \left( \frac{0.6}{0.8} \right)^1 = 0.33$$

### Fuerzas Cortantes y Momentos de Volteo

Como  $T_e > T_b$ , la fuerza lateral que se debe aplicar en la dovela superior para tener en cuenta los efectos de los modos superiores de vibración se obtiene con la ecuación 7.4, esto es:

$$P_s = 0.15W(1 + 0.5r - 0.5rq) \frac{a(\beta)}{QR}$$

$$q = \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^r = \left( \frac{0.6}{0.8} \right)^{1.0} = 0.75$$

$$\therefore P_s = 0.15 \times 16641.50 \times (1 + 0.5 \times 1.0 - 0.5 \times 1.0 \times 0.75) \times \frac{0.33}{2 \times 1.25} = 370.69 \text{ kN}$$

Para tomar en cuenta el efecto de la aceleración de rotación en la base, el valor espectral de dicha aceleración es igual a

$$\theta(T_e) = \frac{1.7 \pi a(\beta)}{v_s T_e} = \frac{1.7 \times \pi \times 0.33}{720 \times 0.8} = 0.0031$$

De la ecuación 7.5 se tiene que

$$V_\theta = \frac{\theta(T_e) H_e W}{Q' R}$$

Para la ecuación anterior, como  $T_b < T_e < T_c$ , el valor de  $Q'$  se calcula mediante

$$Q' = 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^r} \frac{T_e}{T_c} = 1 + (2 - 1) \sqrt{\frac{1.26}{2.0} \left( \frac{2.0}{0.8} \right)^{1.0}} \frac{0.8}{2.0} = 1.5$$

por lo que se tiene

$$V_\theta = \frac{0.0031 \times (0.75 \times 60) \times 16641.50}{1.5 \times 1.25} = 1238.13 \text{ kN}$$

En la tabla 7.1 se muestran los cálculos necesarios para obtener, según la ecuación 7.2, las fuerzas sísmicas por dovela originadas por la aceleración horizontal en la base de la chimenea. También se muestran las fuerzas sísmicas debidas a la aceleración de rotación. Ambas fuerzas sísmicas se combinan mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados para el cálculo de las fuerzas cortantes que actúan a lo largo del fuste.

En la tabla 7.2 se presentan los cálculos necesarios para determinar, según la ecuación 7.10, los momentos de volteo de diseño en diferentes secciones de la chimenea.

Finalmente, la estructura deberá diseñarse de acuerdo con lo especificado en la sección 3.7.6.4 de recomendaciones, es decir, considerando la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno de la misma intensidad y combinando las fuerzas internas correspondientes mediante la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

Tabla 7.1. Fuerzas sísmicas y cortantes para la chimenea de la figura 7.1

Dovela	$h_n$ (m)	$h_n^2$ (m <sup>2</sup> )	$W_n$ (t)	$W_n h_n$ (t-m)	$W_n h_n^2$ (t-m <sup>2</sup> )	$P_n$ (t)	$P_0$ (t)	$(P_n^2 + P_0^2)^{1/2}$ (t)	$V_n$ (t)
10	57	3,249	1,044.40	59,530.80	3,393,255.60	410.13	191.97	452.84	823.53
9	51	2,601	1,148.35	58,565.85	2,986,858.35	392.85	183.88	433.75	1,257.27
8	45	2,025	1,263.09	56,839.05	2,557,757.25	370.94	173.62	409.56	1,666.84
7	39	1,521	1,389.60	54,194.40	2,113,581.60	343.83	160.94	379.63	2,046.47
6	33	1,089	1,528.85	50,452.05	1,664,917.65	310.93	145.53	343.30	2,389.77
5	27	729	1,680.85	45,382.95	1,225,339.65	271.44	127.05	299.71	2,689.48
4	21	441	1,849.52	38,839.92	815,638.32	225.25	105.43	248.71	2,938.18
3	15	225	2,034.87	30,523.05	457,845.75	171.47	80.26	189.33	3,127.51
2	9	81	2,238.85	20,149.65	181,346.85	109.54	51.27	120.94	3,248.45
1	3	9	2,463.42	7,390.26	22,170.78	38.83	18.18	42.88	3,291.33
SUMAS			16641.50	421867.98	15418711.80				
$P_n = 0.85 W_n (\alpha_1 h_n + \alpha_2 h_n^2) \frac{a(\beta)}{Q'R} ; \left\{ \begin{array}{l} \alpha_1 = (1 - 0.5r(1 - q)) \frac{\sum_{n=1}^{N_s} W_n}{\sum_{n=1}^{N_s} W_n h_n} \\ \alpha_2 = 0.75r(1 - q) \frac{\sum_{n=1}^{N_s} W_n}{\sum_{n=1}^{N_s} W_n h_n^2} \end{array} \right.$ $\alpha_1 = [1 - 0.5 \times 1 \times (1 - 0.75)] \times 16641.50 / 421867.98 = 0.034516886$ $\alpha_2 = 0.75 \times 1 \times (1 - 0.75) \times 16641.50 / 15418711.80 = 0.000202373$									

Tabla 7.2. Momentos de volteo para la chimenea de la figura 7.1

Dovela	$h_n$ (m)	$V_n$ (t)	$M_n^0$ (t-m)	$0.75+0.25 h_n / H$	$M_n^r$ (t-m)
10	57	823.53	0.00	0.988	0.00
9	51	1,257.27	4,941.15	0.963	4,758.33
8	45	1,666.84	12,484.80	0.938	11,710.74
7	39	2,046.47	22,485.81	0.913	20,529.54
6	33	2,389.77	34,764.63	0.888	30,870.99
5	27	2,689.48	49,103.25	0.863	42,376.10
4	21	2,938.18	65,240.10	0.838	54,671.20
3	15	3,127.51	82,869.19	0.813	67,372.65
2	9	3,248.45	101,634.25	0.788	80,087.79
1	3	3,291.33	121,124.97	0.763	92,418.35
BASE			<b>130,998.95</b>	0.750	<b>98,249.21</b>
$M_n^0 = \sum_{m=n+1}^{N_s} V_m (h_m - h_{m-1})$ $M_n^r = (0.75 + 0.25 h_n / H) \sum_{m=n+1}^{N_s} V_m (h_m - h_{m-1})$					



## **SECCIÓN 3.8**

# **ESTRUCTURAS TIPO 5 TANQUES, DEPÓSITOS Y SIMILARES**

Las figuras 8.1 a 8.4 indican, para algunas relaciones de aspecto, los valores de las funciones adimensionales  $C_0(z)$  y  $C_1(z)$  necesarios para el cálculo de las presiones hidrodinámicas en las paredes del depósito.

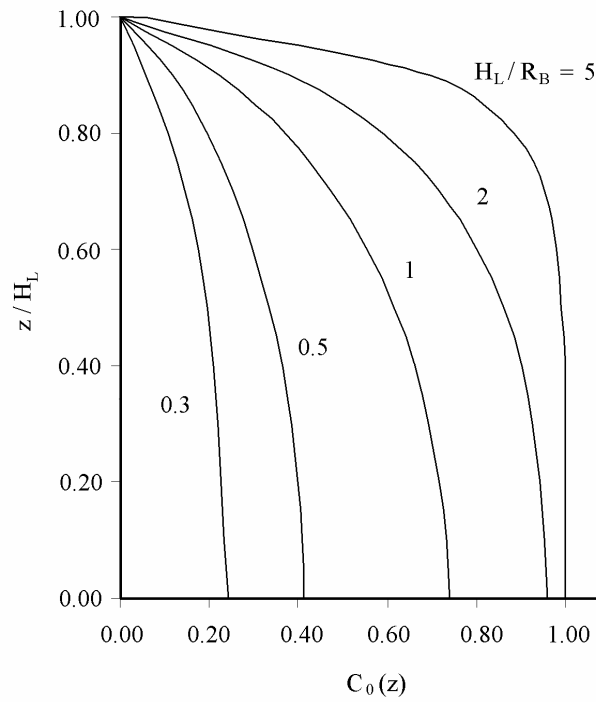


Figura 8.1. Distribución de presiones impulsivas en depósitos circulares.

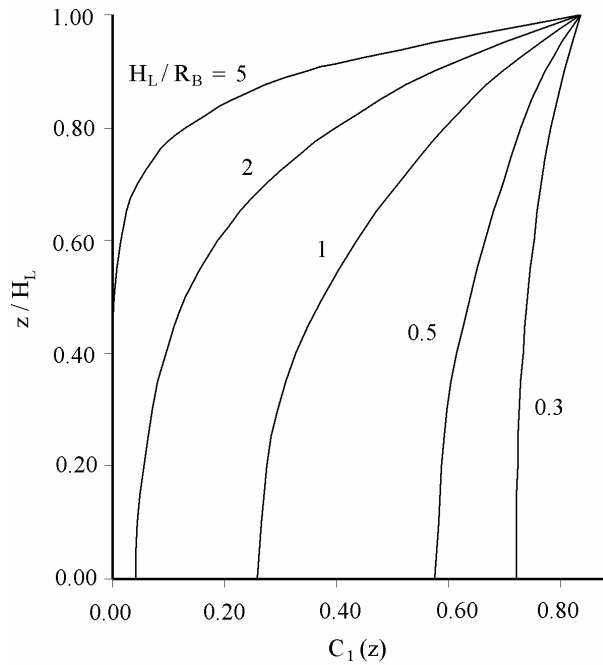


Figura 8.2. Distribución de presiones convectivas en depósitos circulares.

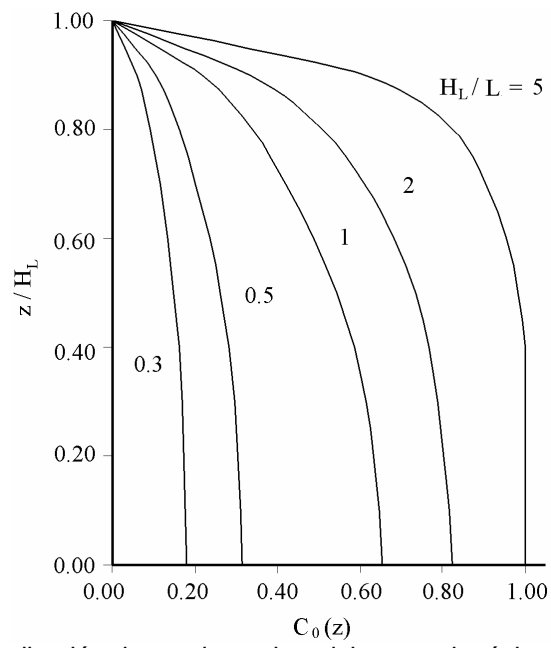


Figura 8.3. Distribución de presiones impulsivas en depósitos rectangulares.

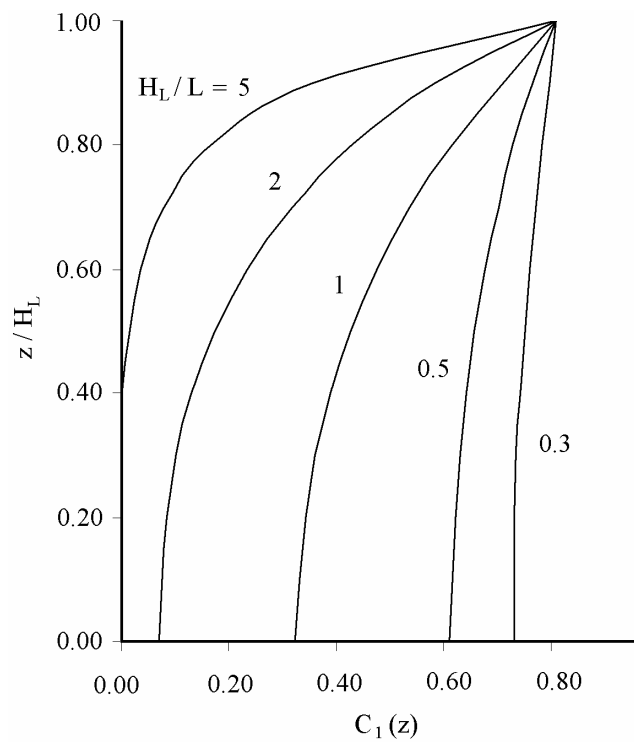


Figura 8.4. Distribución de presiones convectivas en depósitos rectangulares.

## ANÁLISIS SÍSMICO DE UN TANQUE ELEVADO

En la figura 8.5 se muestra un tanque elevado que se desplanta en un depósito de suelo estratificado de 78 m de espesor total y periodo fundamental de vibrar igual a 0.58 s, ubicado en la Cd. de Guadalajara, Jal. La estructura pertenece, según su destino y estructuración, al grupo B y tipo 5, respectivamente. Como parte del análisis sísmico del tanque elevado se pide determinar la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte.

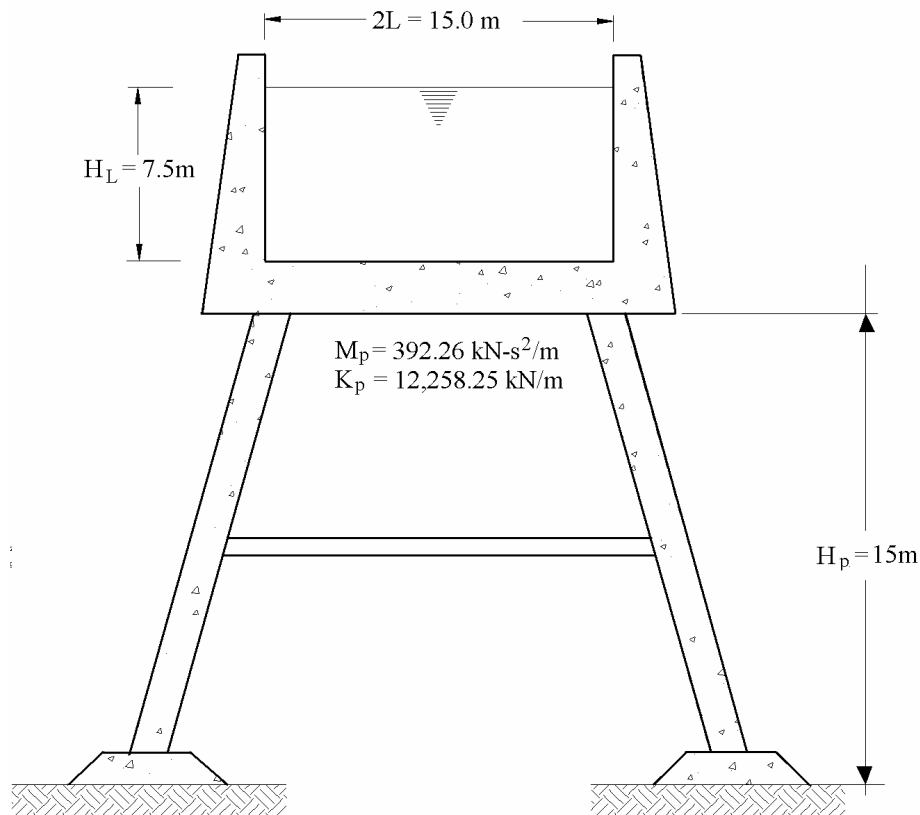


Figura 8.5. Tanque elevado

El recipiente y la estructura de soporte poseen las mismas características en las dos direcciones ortogonales en que se debe analizar la estructura, de manera que el análisis sísmico del tanque elevado se reduce solamente a una dirección.

### CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL TANQUE ELEVADO

El recipiente es de concreto con base de forma cuadrada; el tirante del líquido almacenado es de  $H_L = 7.5\text{ m}$  y la dimensión del recipiente es de  $2L = 15\text{ m}$ . La estructura de soporte también es de concreto; la altura y rigidez lateral de la plataforma son  $H_p = 15\text{ m}$  y  $K_p = 12,258.25\text{ kN/m}$ , respectivamente. La masa del conjunto formado por el recipiente y la estructura de soporte es de  $M_p = 392.26\text{ kN-s}^2/\text{m}$ .

Se supone que el tanque elevado será destinado al almacenamiento de agua cuyo peso volumétrico es  $9.81 \text{ kN/m}^3$ , por lo que la masa del fluido almacenado es igual a

$$M = 15 \times 15 \times 7.5 \times 9.81 / 9.81 = 1687.5 \text{ kN-s}^2 / \text{m}$$

### MASAS IMPULSIVA Y CONVECTIVA DEL LÍQUIDO

Para propósitos de análisis, el líquido almacenado se debe reemplazar por las masas impulsiva y convectiva, colocadas a diferentes alturas sobre el fondo del recipiente y ligadas respectivamente de forma rígida y elástica a las paredes del mismo. Tales parámetros se determinan con las ecuaciones 8.10 a 8.12 y 8.16 a 8.18, como se indica a continuación:

$$M_0 = \frac{\tanh[1.73(L/H_L)]}{1.73(L/H_L)} M_L = \frac{\tanh[1.73(7.5/7.5)]}{1.73(7.5/7.5)} 1687.5 = 915.64 \text{ kN-s}^2 / \text{m}$$

$$M_1 = \frac{\tanh[1.58(H_L/L)]}{1.89(H_L/L)} M_L = \frac{\tanh[1.58(7.5/7.5)]}{1.89(7.5/7.5)} 1,687.5 = 819.93 \text{ kN-s}^2 / \text{m}$$

$$H_0 = \left\{ \frac{1.73(L/H_L)}{2 \tanh[1.73(L/H_L)]} - \frac{1}{8} \right\} H_L = \left\{ \frac{1.73(7.5/7.5)}{2 \tanh[1.73(7.5/7.5)]} - \frac{1}{8} \right\} 7.5 = 5.97 \text{ m}$$

$$H_1 = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.58(H_L/L)] - 2.01}{1.58(H_L/L) \sinh[1.58(H_L/L)]} \right\} H_L = \left\{ 1 - \frac{\cosh[1.58(7.5/7.5)] - 2.01}{1.58(7.5/7.5) \sinh[1.58(7.5/7.5)]} \right\} 7.5 = 6.44 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{3gM_1^2 H_L}{M_L L^2} = \frac{3 \times 9.81 \times (819.93)^2 \times 7.5}{1,687.5 \times (7.5)^2} = 1,563.29 \text{ kN/m}$$

Como interesa calcular el momento de volteo en la base de la estructura de soporte,  $H_0$  y  $H_1$  se evaluaron mediante las ecuaciones 8.16 y 8.18, que permiten incluir el efecto del momento hidrodinámico sobre el fondo del depósito.

### MODOS NATURALES DE VIBRACIÓN DEL SISTEMA

Los modos dominantes de vibración del tanque elevado se pueden determinar al resolver el problema de valores característicos  $(\mathbf{K}_s - \omega_n^2 \mathbf{M}_s) \mathbf{Z}_n = \mathbf{0}$ , cuyas matrices de masa  $\mathbf{M}_s$  y rigidez  $\mathbf{K}_s$  se definen, según las ecuaciones 8.30 y 8.31, como sigue:

$$\mathbf{M}_s = \begin{bmatrix} M_0 + M_p & 0 \\ 0 & M_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 915.64 + 392.26 & 0 \\ 0 & 819.93 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,307.90 & 0 \\ 0 & 819.93 \end{bmatrix} \text{ kN-s}^2 / \text{m}$$

$$\mathbf{K}_s = \begin{bmatrix} K_p + K_1 & -K_1 \\ -K_1 & K_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 12,258.25 + 1,563.29 & -1,563.29 \\ -1,563.29 & 1,563.29 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 13,821.54 & -1,563.29 \\ -1,563.29 & 1,563.29 \end{bmatrix} \text{ kN / m}$$

Resolviendo el problema de valores característicos resultante se encuentra que las frecuencias y los modos naturales de vibración son:

$$\omega_1 = 1.29 \text{ rad / s} \quad \mathbf{Z}_1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ 7.457 \end{Bmatrix}$$

$$\omega_2 = 3.29 \text{ rad / s} \quad \mathbf{Z}_2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -0.214 \end{Bmatrix}$$

Los periodos naturales de vibración asociados predominantemente a los modos convectivo e impulsivo resultan ser  $T_1 = 4.87 \text{ s}$  y  $T_2 = 1.91 \text{ s}$ , respectivamente.

## RESPUESTAS MODALES MÁXIMAS

El espectro de diseño para el terreno de cimentación y la localización del mismo se caracteriza por los siguientes valores

$$a_o = 0.14 \quad c = 0.45 \quad T_a = 0.21 \text{ s} \quad T_b = 0.72 \text{ s} \quad T_c = 2.0 \text{ s} \quad k = 1.42 \quad r = 0.58$$

Las características de la estructura de soporte son tales que puede tomarse un factor de comportamiento sísmico  $Q = 3$  para propósitos de reducción de las ordenadas espectrales por ductilidad.

De acuerdo con la ecuación 5.1, sólo se justificará tomar en cuenta los efectos de la interacción suelo-estructura cuando se cumpla que

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} < 2.5$$

La altura efectiva  $H_e$  se evalúa con la ecuación 5.5, como

$$H_e = \frac{\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_s \mathbf{H}}{\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_s \mathbf{J}} = \frac{156,174.42}{7,422.13} = 21.04 \text{ m}$$

Por lo que se tiene

$$\frac{4.87 \times 78}{0.58 \times 21.04} = 31.13 > 2.5$$

Por lo que se pueden despreciar los efectos de interacción suelo-estructura. Además, en tanques elevados se puede despreciar la interacción líquido-recipiente, lo que se justifica aún más en recipientes de concreto.

Los desplazamientos máximos que ocurren en el modo fundamental se determinan con la ecuación 8.32, esto es:

$$\mathbf{X}_1 = \frac{\phi_1}{\omega_1^2} \frac{a(T_1, \beta)}{Q'(T_1)R} \mathbf{g} \mathbf{Z}_1$$

$$\phi_1 = \frac{\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_s \mathbf{J}}{\mathbf{Z}_1^T \mathbf{M}_s \mathbf{Z}_1} = \frac{7,422.13}{46,901.63} = 0.158$$

Considerando que  $\zeta_e=0.02$

$$T_1 > T_c \Rightarrow \lambda = 0.45 \frac{T_c}{T_e} = 0.45 \frac{2.0}{4.87} = 0.185; \quad \beta = \left( \frac{0.05}{0.02} \right)^{0.185} = 1.18$$

$$T_1 > T_c \Rightarrow a(T_1, \beta) = \beta c \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^f \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2$$

$$a(T_1, \beta) = 1.18 \times 0.45 \left( \frac{0.72}{2.0} \right)^{0.58} \left[ 1.42 + (1-1.42) \left( \frac{2.0}{4.87} \right)^2 \right] \left( \frac{2.0}{4.87} \right)^2 = 0.07$$

$$p = k + (1-k) \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^2 = 1.42 + (1-1.42) \left( \frac{0.72}{4.87} \right)^2 = 1.41$$

$$T_1 > T_c \Rightarrow Q'(T_1) = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} = 1 + (3-1) \sqrt{\frac{1.18 \times 1.41}{1.42}} = 3.16$$

$$T_1 > T_a \Rightarrow R = 2$$

$$\mathbf{X}_1 = \frac{0.158}{(1.29)^2} \times \frac{0.07 \times 9.81}{3.16 \times 2} \times \begin{Bmatrix} 1 \\ 7.457 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0103 \\ 0.0769 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

Los desplazamientos máximos que ocurren en el modo superior se determinan con la ecuación 8.33, esto es:

$$\mathbf{X}_2 = \frac{\phi_2}{\omega_2^2} \frac{a(T_2, \beta)}{Q'(T_2)} \frac{g}{R} \mathbf{Z}_2$$

Donde  $\tilde{T}_2 = T_2$  por poderse despreciar los efectos de interacción suelo-estructura

$$\phi_2 = \frac{\mathbf{Z}_2^T \mathbf{M}_s \mathbf{J}}{\mathbf{Z}_2^T \mathbf{M}_s \mathbf{Z}_2} = \frac{1,132.47}{1,345.47} = 0.842$$

$$T_2 < T_c \Rightarrow \lambda = 0.45; \quad \beta = \left( \frac{0.05}{0.02} \right)^{0.45} = 1.51$$

$$T_b < T_2 < T_c \Rightarrow a(T_2, \beta) = \beta c \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^r = 1.51 \times 0.45 \left( \frac{0.72}{1.91} \right)^{0.58} = 0.39$$

$$T_b < T_2 < T_c \Rightarrow Q'(T_2) = 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^r} \frac{T_e}{T_c} = 1 + (3-1) \sqrt{\frac{1.51}{1.42} \left( \frac{2.0}{1.91} \right)^{0.58}} \frac{1.91}{2.0} = 3.00$$

$$T_2 > T_a \Rightarrow R = 2$$

$$\mathbf{X}_2 = \frac{0.842}{(3.29)^2} \times \frac{0.39 \times 9.81}{3.0 \times 2} \times \begin{Bmatrix} 1.0 \\ -0.214 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0496 \\ -0.0106 \end{Bmatrix} \text{ m}$$



Las fuerzas de inercia máximas correspondientes a los modos naturales de vibración del sistema se obtienen con la ecuación 8.34 como sigue:

$$\mathbf{P}_n = \mathbf{K}_s \mathbf{X}_n; \quad n = 1, 2$$

$$\mathbf{P}_1 = \begin{bmatrix} 13,821.54 & -1,563.29 \\ -1,563.29 & 1,563.29 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0103 \\ 0.0769 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 22.14 \\ 104.12 \end{Bmatrix} \text{ kN}$$

$$\mathbf{P}_2 = \begin{bmatrix} 13,821.54 & -1,563.29 \\ -1,563.29 & 1,563.29 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0.0496 \\ -0.0106 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 702.12 \\ -94.11 \end{Bmatrix} \text{ kN}$$

### FUERZA CORTANTE Y MOMENTO DE VOLTEO BASALES

Las fuerzas cortantes en la base de la estructura de soporte asociadas a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando las fuerzas de inercia del modo correspondiente. De esta forma se tiene que

$$V_1 = 22.14 + 104.12 = 126.26 \text{ kN}$$

$$V_2 = 702.12 - 94.11 = 608.01 \text{ kN}$$

Los momentos de volteo en la base de la estructura de soporte asociados a cada uno de los modos naturales de vibración del sistema se obtienen sumando los momentos flexionantes originados por las fuerzas de inercia del modo correspondiente. De esta forma se tiene que

$$M_1 = 22.14 \times \frac{392.26}{1,307.9} \times 15 + 22.14 \times \frac{915.64}{1,307.9} \times (15 + 5.97) + 104.12 \times (15 + 6.44)$$

$$M_1 = 2,656.97 \text{ kN-m}$$

$$M_2 = 702.12 \times \frac{392.26}{1,307.9} \times 15 + 702.12 \times \frac{915.64}{1,307.9} \times (15 + 5.97) - 94.11 \times (15 + 6.44)$$

$$M_2 = 11,448.59 \text{ kN-m}$$

Cabe recordar que las fuerzas de inercia  $P_{11} = 22.14 \text{ kN}$  y  $P_{12} = 702.12 \text{ kN}$  se deben tanto a la masa impulsiva como a la masa de la plataforma, razón por la cual se tuvieron que distribuir proporcionalmente a cada una de estas masas a fin de calcular el momento de volteo en la base de la estructura de soporte.

Para estimar la fuerza cortante y el momento de volteo basales debidos a la combinación de los modos naturales de vibración del sistema se recurre al criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales. De esta forma se tiene que la fuerza cortante y el momento de volteo de diseño en la base de la estructura de soporte resulta ser

$$V_0 = \sqrt{(126.26)^2 + (608.01)^2} = 620.98 \text{ kN}$$

$$M_0 = \sqrt{(2,656.97)^2 + (11,448.59)^2} = 11,752.86 \text{ kN-m}$$

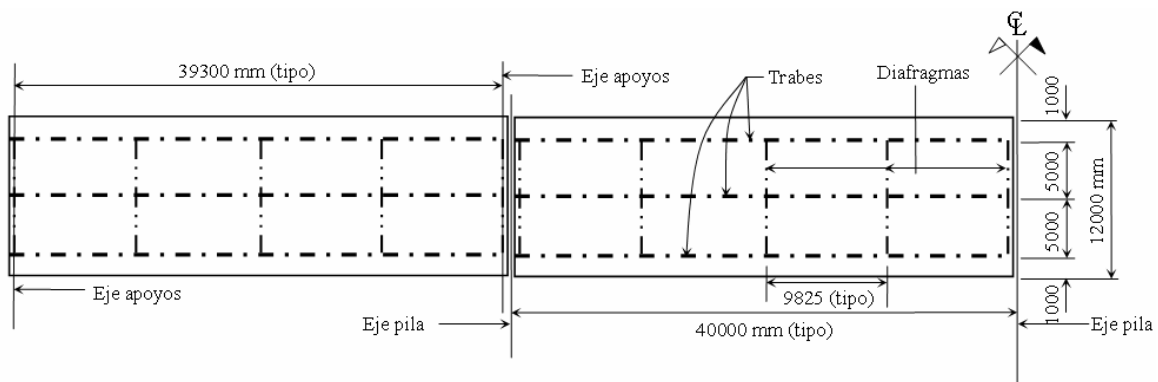
Por último, la estructura deberá diseñarse de acuerdo con lo especificado en la sección 3.8.7 de recomendaciones. Cabe asentar que la fuerza cortante y el momento de volteo basales debidos a la acción del componente vertical son nulos.

# **SECCIÓN 3.10**

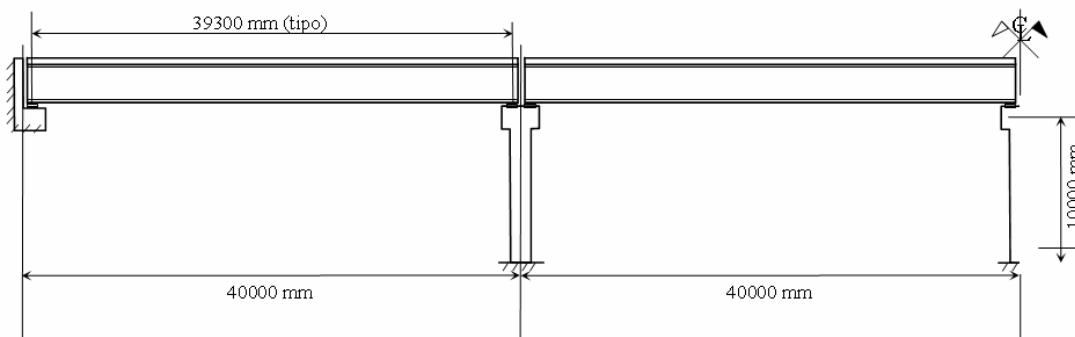
## **ESTRUCTURAS TIPO 7 PUENTES**

Diseñar las pilas del puente de cuatro claros simplemente apoyados que se muestra en la figura 10.1. Los claros tienen una longitud de 40 m y la longitud total del puente es de 160 m. La superestructura consiste en una losa de concreto reforzado de 25 cm de espesor y 12 m de ancho total, apoyada sobre tres traveses armados de 2.4 m de peralte, separadas a una distancia de 5 m centro a centro. Las traveses metálicas descansarán sobre apoyos de neopreno reforzado, con dureza Shore 60, con dimensiones en planta de 40 x 40 cm, y con espesor igual a: 2.5 cm para los apoyos fijos y 7.3 cm para los apoyos libres. En los extremos del puente se colocarán estribos que se consideran rígidos en las direcciones transversal y longitudinal. Las pilas están formadas por cinco columnas de 10.0 m de altura libre, separadas a una distancia de 2.5 m a ejes y unidas mediante un cabezal de 1.5 x 1.0 m. Se considera que el amortiguamiento de la estructura es de 5%.

El puente se ubicará en las proximidades de la presa Infiernillo, en el estado de Michoacán, sobre un terreno granular con periodo  $T_s = 0.5$  y velocidad de onda de cortante  $V_s = 450$  m/s.

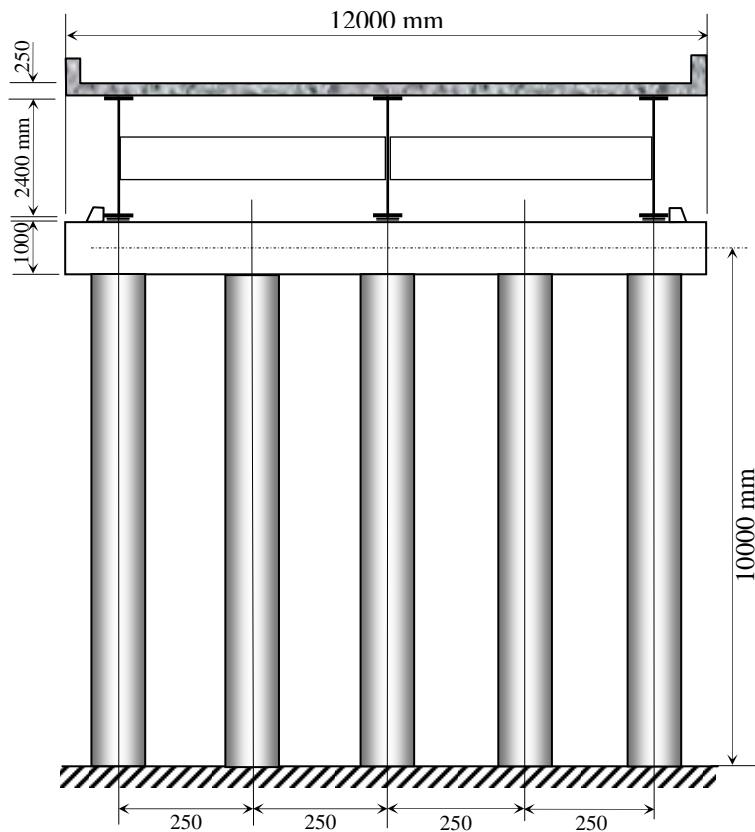


a) Vista media planta

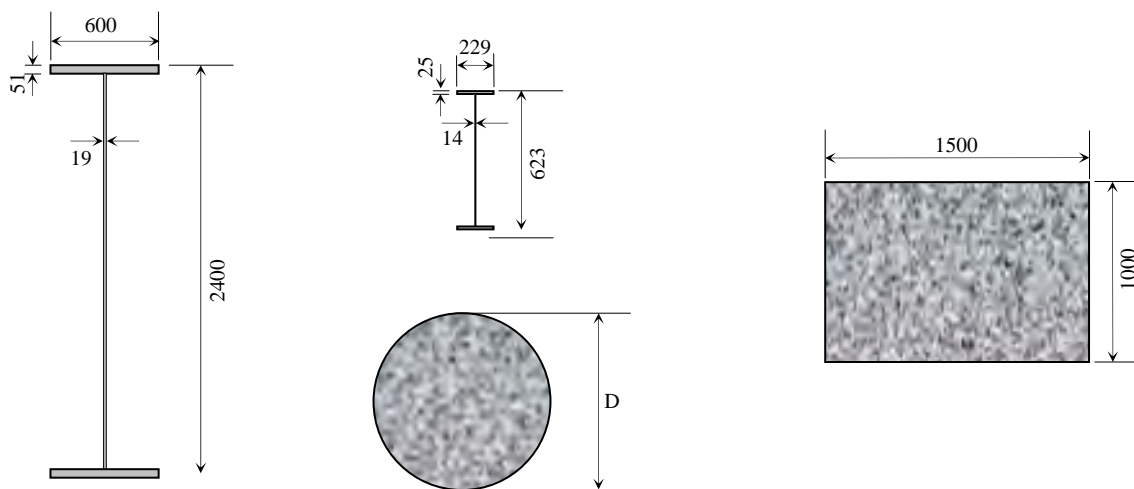


b) Media elevación

Figura 10.1. Datos generales del puente



c) Vista en elevación de pilas



d) Secciones transversales

Figura 10.1 (continuación). Datos generales del puente

**SOLUCIÓN:**

- a) **Clasificación de la estructura** (sección 3.10.2.1). En vista de que se trata de una estructura convencional, en la que no existe un riesgo alto de pérdida de vidas, ni forma parte de una vía de comunicación vital, ni su falla sería especialmente costosa, se clasifica como **punto común o estructura del grupo B**.
- b) **Acción sísmica** (sección 3.10.3 y sección 3.1). Para la construcción del espectro de respuesta se tienen que definir los siguientes factores (sección 3.1.5):

Factores de terreno rocoso (sección 3.1.5.1.1).- De acuerdo con las coordenadas de localización de la estructura, se determina la aceleración máxima del terreno en sitios rocosos. En este caso,

$$a_0^r = 485 \text{ cm/s}^2$$

El factor de distancia se obtiene a partir de la aceleración de referencia  $a_{ref} = 400 \text{ cm/s}^2$

$$F_d = \frac{a_0^r}{a_{ref}} = \frac{485}{400} = 1.213$$

Factores de comportamiento lineal del suelo (sección 3.1.6.1). El factor de sitio se obtiene a partir de la aceleración máxima en roca y es igual a:

$$a_0 = \frac{F_s F_{nl} a_0^r}{981.0}$$

Para obtener  $F_s$  es necesario determinar el parámetro  $f_{sd} = T_s(F_d)^{1/2} = 0.5(1.213)^{1/2} = 0.55$ , y el contraste de impedancias mecánicas  $p_s = v_s / v_0 = 450 / 720 = 0.63$ . De la tabla 1.2 se obtiene  $F_s = 1.00$ . Por otro lado, el factor no lineal (sección 3.1.5.3) se determina mediante:

$$F_{nl} = 1 - (1 - F'_n) \frac{T_s}{T_c} = 1 - (1 - 0.68) \frac{0.5}{1.5} = 0.89$$

En la ecuación anterior se empleó un factor  $F'_n = 0.68$ , tomado de la tabla 1.4 correspondiente a suelos de tipo granular por lo tanto, la aceleración máxima del terreno es

$$a_0 = \frac{1.00 \times 0.89 \times 485}{981} = 0.44$$

La aceleración máxima del espectro se obtiene a partir del factor de respuesta  $F_r$ , mediante,

$$c = F_r a_0$$

$F_r$  se obtiene con la tabla 1.3 para los valores de impedancia  $p_s = v_s / v_0 = 0.63$ , y  $T_s = 0.5$ . El factor de respuesta es igual a 3.24, por lo tanto, la aceleración máxima espectral es:

$$c = 3.24 \times 0.44 = 1.426$$

El factor de velocidad se obtiene con:

$$F_V = 1 - (1 - F'_V) \frac{T_s}{T_c} = 1 - (1 - 0.89) \frac{0.5}{1.5} = 0.96$$

donde,  $F'_V$  se obtiene de la tabla 1.5 y es igual a 0.89. La velocidad equivalente es:

$$v'_s = F_V \times v_s = 0.96 \times 450 = 432 \text{ m/s}$$

Espectro de aceleraciones de diseño (sección 3.1.6).- El espectro de diseño expresado queda definido por los valores de  $T_a$  y  $T_b$ , obtenidos con:

$$T'_s = \frac{T_s}{F_V} = \frac{0.5}{0.96} = 0.52 \text{ s}$$

y,

$$T_a = 0.35 T'_s = 0.35(0.52) = 0.18 \text{ s}$$

$$T_b = 1.2 T'_s = 1.2(0.52) = 0.625 \text{ s}$$

y del factor  $k$  que define la caída de la rama descendente del espectro:

$$k = 2 - 0.5 = 1.5$$

ya que  $T_s < 1.65 \text{ s}$ .

Entonces, el espectro de diseño de aceleraciones es,

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = 0.44 + (1.426 - 0.44) \frac{T_e}{0.18} \quad \text{para } T_e < 0.18 \text{ s}$$

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = 1.426 \quad \text{para } 0.18 \leq T_e < 0.625 \text{ s}$$

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = 1.426 \left( \frac{0.625}{T_e} \right)^{0.5} \quad \text{para } 0.625 \leq T_e < 3$$

$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = 1.426 \left( \frac{0.625}{3} \right)^{0.5} \left[ 1.5 + (1 - 1.5) \left( \frac{3}{T_e} \right)^2 \right] \left( \frac{3}{T_e} \right)^2 \quad \text{para } T_e \geq 3$$

Espectro de desplazamientos de diseño (sección 3.1.6.6)

$$S_d(T_e) = \frac{981T_e^2}{4\pi^2} \left( 0.44 + (1.426 - 0.44) \frac{T_e}{0.18} \right) \quad \text{para } T_e < 0.18s$$

$$S_d(T_e) = \frac{981T_e^2}{4\pi^2} (1.426) \quad \text{para } 0.18 \leq T_e < 0.625s$$

$$S_d(T_e) = \frac{981T_e^2}{4\pi^2} (1.426) \left( \frac{0.625}{T_e} \right)^{0.5} \quad \text{para } 0.625 \leq T_e < 2s$$

$$S_d(T_e) = \frac{981T_e^2}{4\pi^2} (1.426) \left( \frac{0.625}{2} \right)^{0.5} \left[ 1.5 + (1 - 1.5) \left( \frac{2}{T_e} \right)^2 \right] \left( \frac{2}{T_e} \right)^2 \quad \text{para } T_e \geq 2s$$

En la figura 10.2 se muestra la gráfica del espectro de desplazamientos para diseño.

Correcciones por amortiguamiento y sobrerresistencia (sección 3.10.3).- Se considera que el amortiguamiento de los apoyos de neopreno es 5% según se recomienda en la tabla 10.2. Si se aplica la ecuación 10.8 para obtener el amortiguamiento global del sistema, y se desprecia el efecto de interacción suelo-estructura, se encuentra que el amortiguamiento global es 5%, ya que los dos componentes del sistema puente – apoyos, tienen el mismo amortiguamiento. Por lo tanto, no se reduce ni se amplifica el espectro por este concepto.

Por lo que respecta a la sobrerresistencia se aplicará un factor de 1.5 a las ordenadas del espectro de diseño, como se especifica en la sección 3.10.3.

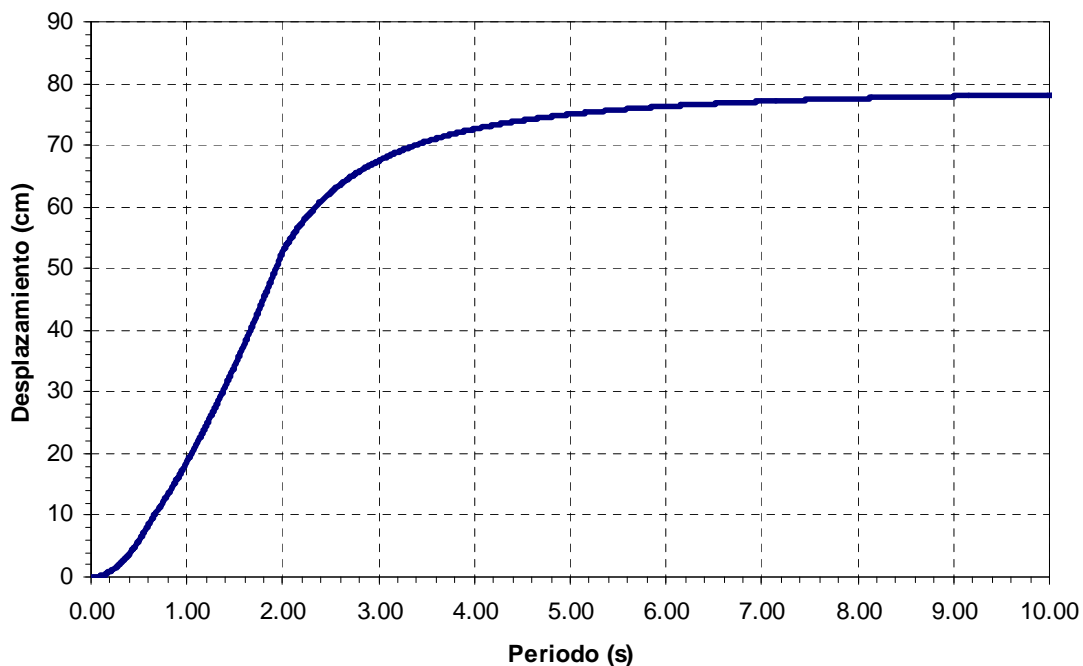


Figura 10.2. Espectro de desplazamientos



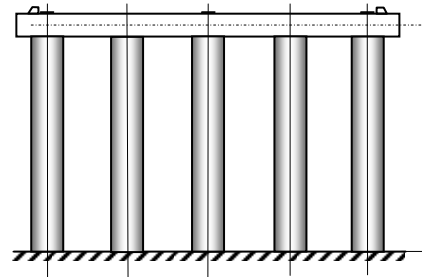
### c) Demanda de desplazamiento (sección 3.10.4)

Si se admite que la respuesta del puente se debe fundamentalmente al primer modo de vibrar, se puede aplicar, en primera instancia, el método de análisis estático. Para ello es necesario verificar que se cumplen los requisitos establecidos en la sección 3.10.4.2.

- ✓ El terreno de cimentación es rígido
- ✓ El eje longitudinal del puente es recto
- ✓ Existe simetría transversal respecto al centro del claro
- ✓ No existen cambios bruscos de rigidez o masa (excepto en los estribos)
- ✓ El esviajamiento es  $< 15\%$
- ✓ El ancho de la superestructura es mayor o igual que  $L/4 = 10\text{ m}$
- ✓ Los claros son menores que  $50\text{ m}$

En vista de que se cumplen los requisitos indicados, se procederá al análisis estático lineal (AEL). En primer lugar, se idealiza la estructura como un sistema de un grado de libertad, donde la masa corresponde a la masa de la superestructura, del cabezal y de la mitad superior de las columnas.

Peso del cabezal (12 m de longitud)	43.2 t
Peso de 3 traveses (40 m de longitud)	98.7 t
Peso de 5 diafragmas (5 m de longitud)	3.8 t
Peso de 5 columnas (5 m de altura)	47.1 t
Peso de losa (40 m de longitud)	288.0 t
Peso de 10 cm de asfalto (40 m de longitud)	88.0 t
Peso de barandal y parapeto	9.6 t



Peso total	578.4 t
Masa total	<b>59.0 t·s<sup>2</sup> / m</b>

Dada la gran rigidez del cabezal con respecto a la rigidez de las columnas, se puede suponer que éstas se encuentran empotradas en ambos extremos, razón por la cual la rigidez en dirección transversal  $k_t$  puede obtenerse con:

$$k_t = \frac{5(12)EI_{ef}}{L^3} = 76219 \text{ kg/cm}^2$$

Para determinar la rigidez se consideró que la pila es de 125 cm de diámetro, que la resistencia del concreto es de  $300 \text{ kg/cm}^2$ , que el módulo de rigidez a flexión  $E = 265,000 \text{ kg/cm}^2$  y que el momento de inercia efectivo es  $0.4 I_g$  (sección 3.10.4.6.1)

El periodo de la estructura en dirección transversal es entonces,

$$T_e = \frac{2\pi}{\sqrt{k/m}} = 0.55 \text{ s}$$

El desplazamiento que se obtiene del espectro de diseño (figura 10.2), es:

$$S_d = 7.14 \text{ cm.}$$

**d) Capacidad de desplazamiento de la pila (sección 3.10.5)**

Para determinar la capacidad de la pila se determina el diagrama momento – curvatura de la sección, para las siguientes condiciones:

Diámetro	$\phi = 125 \text{ cm}$
Porcentaje de acero longitudinal	$\rho = 1.5\%$
Resistencia del concreto	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
Porcentaje de carga axial	$\frac{P}{f'_c A_g} = 0.04$
Estribos circulares No. 4	$s = 20 \text{ cm}$ (en la zona de la articulación plástica)
Recubrimiento del acero	$r = 5 \text{ cm}$

A partir del análisis momento–curvatura se determinó la gráfica de la figura 10.3 y los valores de curvatura siguientes:

Curvatura de fluencia:	$\phi_{py} = 2.8E - 5 \text{ rad/cm}$
Curvatura última:	$\phi_{pu} = 3.35E - 4 \text{ rad/cm}$

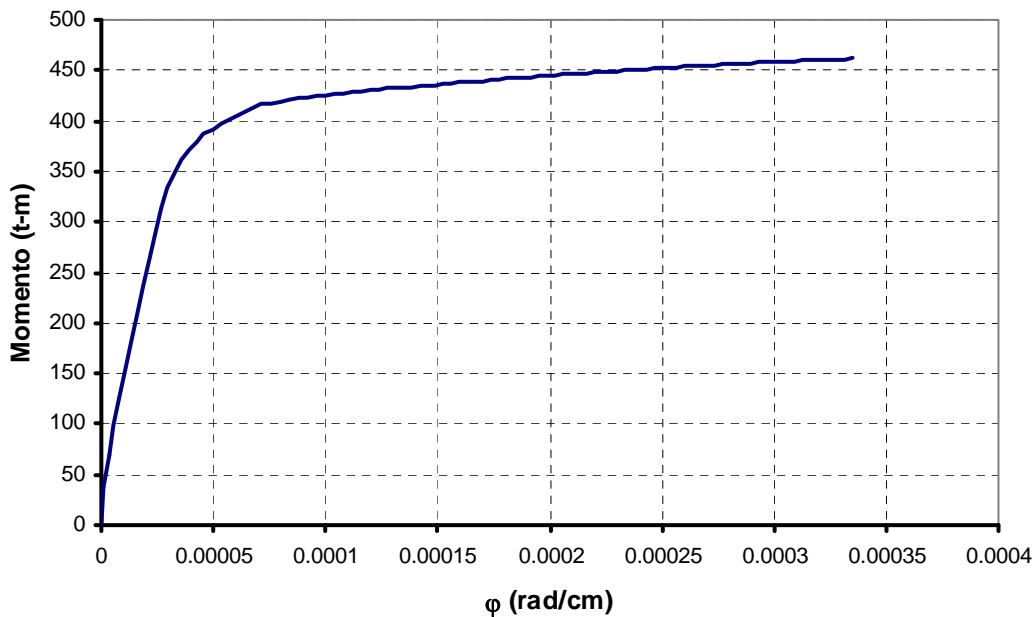


Figura 10.3. Relación momento–curvatura

Por lo tanto, el desplazamiento de fluencia de la pila (ecuación 10.20), considerando que las columnas se deforman en doble curvatura es:

$$\Delta_{py} = \frac{\phi_{py} L^2}{3} = \frac{(0.28E-4)500^2}{3} = 2.33 \text{ cm}$$

Demanda máxima de ductilidad (sección 3.10.5.1.5).- Para el nivel de prevención del colapso, los valores máximos de ductilidad son (tabla 10.4):

Para la pila en dirección transversal (como marco)  $(\mu_{\Delta}) = 5.0$

Para la pila en dirección longitudinal (como voladizo)  $(\mu_{\Delta}) = 4.0$

Para cumplir con la demanda máxima de ductilidad en la dirección transversal  $\mu_{\Delta} = 5.0$ , el desplazamiento inelástico de la pila  $\Delta_{pi}$ , no debe exceder de (sección 3.10.5.1.4):

$$\Delta_{pi} \leq \Delta_p \leq \Delta_{py}$$

al dividir entre el desplazamiento de fluencia,

$$\frac{\Delta_{pi}}{\Delta_{py}} \leq \mu_{\Delta} \leq 1$$

y el máximo desplazamiento inelástico de la pila es:

$$\Delta_{pi} \leq (\mu_{\Delta} - 1)\Delta_{py} = (5 - 1)2.33 = 9.33 \text{ cm}$$

Entonces, el máximo desplazamiento que puede experimentar la pila es (sección 3.10.5.1.4):

$$\Delta_p = \Delta_{py} + \Delta_{pi} = 2.33 + 9.33 = 11.7 \text{ cm}$$

$$\Delta_p = 11.7 > S_d(T_e) = 7.14 \text{ cm}$$

Se acepta . ✓

Por lo tanto, se comprueba que la pila es capaz de experimentar un desplazamiento de 10.7 cm (demanda de desplazamiento) sin exceder la ductilidad máxima de 5.0.

Posteriormente debe revisarse si la pila tiene la suficiente capacidad para alcanzar  $\mu_{\Delta} = 5$ . Para ello se determina la rotación inelástica última de la pila. Dicha rotación se obtiene con (sección 3.10.5.1.4):

$$\theta_{pi} = L_{ap} (\phi_{pu} - \phi_{py}) = 115.2(3.35 - 0.28)E - 4 = 0.035 \text{ rad}$$

donde

$L_{ap}$  se obtuvo con la ecuación 10.18

El desplazamiento último de la pila en dirección transversal, se determina con (ecuación 10.20):

$$\Delta_p = \frac{\phi_y L^2}{3} + \theta_{pi} \left( L - \frac{L_{ap}}{2} \right) = \frac{(0.28E-4)500^2}{3} + 0.035 \left( 500 - \frac{115.2}{2} \right) = 17.8 \text{ cm}$$

La ductilidad máxima que la pila es capaz de experimentar es:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_y} = \frac{17.8}{2.33} = 7.6 > 5.0$$

Se concluye que la pila es capaz de desarrollar la demanda de ductilidad impuesta como límite por la norma.

Finalmente, es indispensable revisar también la sección de las columnas por resistencia considerando la fuerza lateral en la pila asociada al desplazamiento máximo (7.14 cm).

La fuerza cortante que actúa sobre cada una de las columnas ( $V_{cj}$ ) es:

$$V_{cj} = V \frac{k_{cj}}{\sum_{i=1}^5 k_{ci}} = 0.2 V = 0.2 k_t \Delta_p = 0.2(76,219)10.7 = 163,109 \text{ kg}$$

El momento máximo es:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{V_{cj} L}{2} = 81,554,330 \text{ kg} - \text{cm} = 815.5 \text{ t} - \text{m}$$

Para fines de la revisión por resistencia, las ordenadas del espectro deben reducirse por efecto de la sobrerresistencia y la ductilidad. El factor de sobrerresistencia es  $R = 1.50$  (sección 3.10.3.3), y el factor de ductilidad puede considerarse como mínimo  $Q = 2.0$  para pilas que forman parte de un marco. Por lo tanto el momento para revisar la capacidad de la pila es:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{815.5}{1.5 \times 2} = 271.8 \text{ t} - \text{m}$$

De la gráfica momento – curvatura (figura E2) se observa que la resistencia de la pila es mayor. Para evitar fallas de tipo frágil, la fuerza cortante debe corresponder al momento de diseño incrementado por el factor de sobrerresistencia  $\lambda = 1.35$  (sección 3.10.5.2.2),

$$V = \frac{\lambda M}{L/2} = \frac{1.35 \times 271.8}{5} = 73.4 \text{ t}$$

Es necesario revisar además la dirección longitudinal del puente y considerar el estado límite de de servicio.



# **SECCIÓN 3.11**

## **ESTRUCTURAS TIPO 8 TUBERÍAS**

## TUBERÍAS EN CRUCE CON FALLAS GEOLÓGICAS

Se presenta en esta sección un ejemplo de una tubería despresurizada de 42 pulgadas atravesando un falla normal, para ello se utiliza el método descrito en la sección 3.11.5. La tubería tiene un espesor de 0.562 pulgadas y cruza la falla con un ángulo  $\beta$  de  $65^\circ$ . El ángulo de inclinación de la falla  $\psi$  es de  $60^\circ$  y el desplazamiento,  $\delta$  es de 15 ft la cual produce tensión en la tubería.

La tubería esta enterrada con una cubierta de  $H_c$  de 3 ft en arena seca cuyo peso volumétrico es de 130 pcf y un ángulo de fricción interna de  $33^\circ$ . El ángulo de fricción en la interfaz suelo-tubo es de  $28^\circ$  y el coeficiente de presión de tierras en reposo  $k_0$  es 0.5.

La curva esfuerzo deformación para la tubería API-5LX60 esta caracterizada por los siguientes parámetros: Un modulo elástico inicial de 30000 ksi y coeficientes de Ramberg-Osgood de  $\sigma_0 = 67.5$  ksi,  $\alpha = 30.26$  y  $r = 21.02$ .

- 1) La tubería se supone recta en la vecindad de la falla. Los desplazamientos de la falla son calculados como

$$\Delta x = 6.34 \text{ ft}$$

$$\Delta y = 13.6 \text{ ft}$$

$$\Delta z = 0 \text{ ft}$$

- 2) Usando la tabla 11.2 se obtienen las resistencias máximas, transversales, horizontales y axiales de la tierra en la tubería,  $p_u$ , y  $t_u$  son calculadas como 17.3 y 2.71 kips/ft, respectivamente. La resistencia longitudinal en las secciones de la tubería sujetas a flexión para cargas horizontales altas,  $t_{uc}$ , es tomada como  $2.44t_u = 6.50$  kips/ft. En este ejemplo no existe componente vertical de movimiento, por lo que la resistencia sostenida no es necesaria.
- 3) Suponiendo un esfuerzo axial en la falla,  $\sigma_a$ , como 71.1 ksi. La correspondiente fuerza axial,  $P$  es de 5,202 kips.
- 4) Puesto que el movimiento de la tubería es en un plano horizontal, no habrá una curvatura vertical, y el radio vertical de la curvatura,  $R_{cv}$ , no necesitará ser direccionado. Si lo efectos de la presión interna son ignorados, el radio lateral de la curvatura,  $R_{cl}$  es dado por la ecuación 11.25, es 301 ft.



El esfuerzo flexionante  $\varepsilon_b$ , se calcula como 0.58% (solo curvatura lateral) y el esfuerzo axial,  $\varepsilon_a$ , como 1.46%. Las tres verificaciones que se deben hacer son:

- $\varepsilon_b = 0.40 \varepsilon_a$  por lo que, la curvatura no deberá afectar significativamente la fuerza axial en la tubería.
- $\varepsilon_{\min} = 0.88\%$ , por lo tanto, la rigidez por flexión es despreciada
- $\varepsilon_{\max} = 2.04\%$  el cuál no es excesivo.

El cambio en la longitud requerida de la tubería por consideraciones geométricas depende de las magnitudes de los desplazamientos de la falla  $\Delta x$ ,  $\Delta y$  y  $\Delta z$  en las direcciones X, Y y Z, respectivamente, y la longitud de la porción curva horizontalmente de la tubería,  $L_{cl}$ , la cual es calculada con la ecuación 11.31 como 64 ft. Este cambio requerido en la longitud,  $\Delta L_r$ , esta dado por la ecuación 11.33 y su valor es 7.30 ft.

La longitud requerida de la tubería a cada lado de la falla para transferir la fuerza axial a al suelo por fricción esta dada por la ecuación 11.34 como 1,830 ft. Este es tomado como la longitud desde la falla al punto de anclaje, se asume para este ejemplo que no existen puntos de anclaje efectivos dentro de esta distancia sobre cada lado de la falla.

- El alargamiento de la tubería,  $\Delta L_a$ , es calculado como la suma de los alargamientos de las porciones curvadas de la tubería cercana a la falla,  $\Delta L_c$ , y el alargamiento de la tubería en las zonas rectas,  $\Delta L_{s1}$  y  $\Delta L_{s2}$ . Las ecuaciones para esto, están dadas en las ecuaciones de 11.36, 11.37 y 11.38.

$$\Delta L_c = 0.51 \text{ ft}$$

$$\Delta L_{s1} = \Delta L_{s2} = 2.08 \text{ ft}$$

Lo que da  $L_a = 5.18 \text{ ft}$  de acuerdo con la ecuación (11.35)

- Se comparan los cambios requeridos en la longitud,  $\Delta L_r$  de 7.30 ft desde el paso 4 y el cambio en la longitud,  $\Delta L_a$ , de 5.18 ft, esto indica que una tensión axial muy alta sobre la falla necesita ser asumida en el paso 2, de esta manera se requiere de un segundo ciclo del método de Kennedy et al.

Los pasos para la el segundo ciclo interactivo están dados como sigue:

- Lo mismo que en el paso 1 del ciclo 1.
- Suponer  $\sigma_a = 74.2 \text{ ksi}$  de manera que,  $\varepsilon_a = 3.39\%$

- 3)  $R_{cl} = 313$  ft. Entonces  $\varepsilon_b = 0.55\% = 0.16 \varepsilon_a$  ( $\varepsilon_a = 3.39\%$ ). También  $\varepsilon_{min}$  es calculada como 2.65%. Estas dos comprobaciones sugieren que el efecto de flexión es insignificante.  $\varepsilon_{max}$  es 3.94% el cual es aceptable.
- 4) El cambio requerido en la longitud,  $\Delta L_r$ , es 7.28 ft
- 5) El alargamiento de la tubería,  $\Delta L_a$ , es 7.26 ft. Sus componentes son  $\Delta L_c = 1.11$  ft y  $\Delta L_{s1} = \Delta L_{s2} = 2.52$  ft
- 6) Puesto que el la longitud requerida es ahora aproximadamente igual a la disponible se termina el proceso iterativo. La tensión axial y el esfuerzo sobre la falla son 74.2 ksi y 3.39 % , respectivamente. Los valores de tensión y esfuerzo máximos sobre esta sección transversal,  $\sigma_{max}$  y  $\varepsilon_{max}$  , son 74.8 ksi y 3.94 % respectivamente, mientras la tensión y el esfuerzo mínimo sobre la sección transversal,  $\sigma_{min}$  y  $\varepsilon_{min}$  , son 73.6 ksi y 2.84 % , respectivamente.

# **SECCIÓN 3.12**

## **ESTRUCTURAS TIPO 9 PRESAS**

## EJEMPLO 1. CARACTERÍSTICAS DINÁMICAS DE UNA PRESA DE GRAVEDAD

Considérese una cortina de gravedad que tiene una altura de  $H = 50$  m y una base de  $B = 40$  m. El material de la cortina tiene las siguientes propiedades: Módulo de elasticidad  $E = 28$  GPa, densidad de masa  $\rho = 2400$  kg/m<sup>3</sup> y amortiguamiento  $\xi_1 = 0.05$ . Se considera el nivel NAMO igual a  $H_a = 47$  m. La cimentación rocosa tiene un módulo de elasticidad  $E_c = 56$  GPa, densidad de masa  $\rho_c = 2100$  kg/m<sup>3</sup>, amortiguamiento  $\eta_c = 0.02$  y velocidad de compresión  $V_c = 1200$  m/s. Se requiere determinar si la compresibilidad del agua o la flexibilidad de la cimentación son importantes así como el periodo fundamental modificado y amortiguamiento modificado del sistema. Considérese la velocidad del sonido del agua  $C = 1440$  m/s.

El periodo fundamental del vaso está dado por la ecuación 12.9 de la sección de recomendaciones.

$$T_a = \frac{4H_a}{C} = \frac{4 \cdot 47}{1440} = 0.13 \text{ s}$$

La constante  $C_1$  se calcula de acuerdo con la ecuación 12.24 de la sección de recomendaciones

$$C_1 = 6 \frac{H}{B} = 6 \frac{50}{40} = 7.5$$

y el periodo fundamental de la cortina se calcula de acuerdo con la ecuación 12.10 de Recomendaciones

$$T_1 = C_1 \frac{H}{\sqrt{E/\rho}} = 7.5 \frac{50}{\sqrt{28 \cdot 10^9 / 2400}} = 0.11 \text{ s}$$

Como

$$\frac{T_1}{T_a} = \frac{0.11}{0.13} = 0.85 < 2 \text{ la compresibilidad del agua es importante (ecuación 12.11).}$$

Como

$$\alpha = \frac{2400 \cdot 1200 - 1000 \cdot 1440}{2400 \cdot 1200 + 1000 \cdot 1440} = 0.67 < 0.9 \text{ la flexibilidad del fondo del vaso es importante (Ecuaciones 12.12 ).}$$

Como

$$\frac{E_c}{E} = \frac{56}{28} = 2 < 4 \text{ la flexibilidad de la cimentación es importante (ecuación 12.13).}$$

Con los datos  $\frac{H_a}{H} = \frac{47}{50} = 0.94$ ,  $E = 28$  GPa y  $\alpha = 0.67$  y las tablas 12.4 y 12.5 de comentarios, se obtiene  $R_a = 1.268$  y  $\xi_a = 0.0415$ .

Con los datos de  $\frac{E_c}{E} = 2$  y la tabla 12.6 de Comentarios se obtiene  $R_c = 1.099$  y con el dato adicional de  $\eta_c = 0.10$  y la misma tabla se obtiene  $\xi_c = 0.028$ .

Finalmente se calculan de acuerdo con las ecuaciones 12.25 y 12.26 de Recomendaciones el periodo modificado y el amortiguamiento modificado

$$\tilde{T}_1 = R_a R_c T_1 = 1.268 \cdot 1.099 \cdot 0.11 = 0.15 \text{ seg}$$

$$\tilde{\xi} = \frac{1}{R_a} \frac{1}{(R_c)^3} \xi_1 + \xi_a + \xi_c = \frac{1}{1.268} \frac{1}{(1.099)^3} 0.05 + 0.0415 + 0.028 = 0.099$$

## EJEMPLO 2. REPUESTAS DINÁMICAS DE UNA SECCIÓN HOMOGÉNEA

Considérese una cortina de sección homogénea con una altura de  $H = 46$  m. El material de la cortina tiene las siguientes propiedades: Módulo de corte máximo  $G_{\max} = 175$  MPa, densidad de masa  $\rho = 2040$  kg/m<sup>3</sup>. Las variaciones del módulo cortante y amortiguamiento se muestran en la fig. E2.1. La cortina está cimentada sobre terreno firme. Los espectros de diseño se muestran en la fig. E.2.2 para los amortiguamientos de 5, 10, 15 y 20%. La aceleración máxima del terreno es de 0.2g.

Se supone la deformación cortante promedio igual a  $\gamma_c = 0.06\%$

Primera iteración.

Paso 1. De la fig. E2.1 se determina  $G/G_{\max} = 0.4$  y  $\xi = 13\%$ . EL módulo de corte es igual a  $G = 0.4 \times G_{\max} = 0.4 \times 175 = 70$  MPa.

Paso 2. La velocidad de onda de corte promedio está dada por

$$v_s = \sqrt{70000 \times 9.81 \div 20.4} = 183.5 \text{ m/s}$$

Paso 3. Se calcula el periodo fundamental (Ecuación 12.32 de Recomendaciones)

$$T_1 = 2.62 \frac{H}{v_s} = 2.62 \frac{46}{183.5} = 0.656 \text{ s}$$

Paso 4. De la fig. E2.2 y usando los valores del periodo y amortiguamiento  $T_1$  y  $\xi$  se determina la aceleración espectral para el primer modo  $S_{a1} = 0.2 \times 1.3 = 0.26$  g

Paso 5. Se calcula un nuevo valor de la deformación cortante promedio (Ecuación 12.33 de Recomendaciones)

$$\gamma_c = 0.20 \cdot \frac{H}{v_s^2} S_{a1} = 0.20 \cdot \frac{46}{183.5^2} 0.26 \times 9.81 = 0.068\%$$

que es diferente del valor usado de 0.06%. Se procederá la siguiente iteración.

Segunda iteración.

Paso 1. De la fig. E2.1 se determina  $G/G_{\max} = 0.36$  y  $\xi = 14\%$ . EL módulo de corte es igual a  $G = 0.36 \times G_{\max} = 0.36 \times 175 = 63 \text{ MPa}$ .

Paso 2. La velocidad de onda de corte promedio está dada por

$$v_s = \sqrt{63000 \times 9.81 \div 20.4} = 174.1 \text{ m/s}$$

Paso 3. Se calcula el periodo fundamental

$$T_1 = 2.62 \frac{H}{v_s} = 2.62 \frac{46}{174.1} = 0.575 \text{ seg}$$

Paso 4. De la fig. E2.2 y usando los valores del periodo y amortiguamiento  $T_1$  y  $\xi$  se determina la aceleración espectral para el primer modo  $S_{a1} = 0.2 \times 1.22 = 0.244 \text{ g}$ .

Paso 5. Se calcula un nuevo valor de la deformación cortante promedio

$$\gamma_c = 0.20 \cdot \frac{H}{v_s^2} S_{a1} = 0.20 \cdot \frac{46}{174.1^2} 0.244 \times 9.81 = 0.07\%$$

La diferencia entre 0.07 y 0.68% está dentro del error permitido se concluye el proceso iterativo.

Se determina los periodos naturales de vibración para el segundo y tercer periodos de vibración (Ecuación 12.34 de Recomendaciones)

$$T_2 = 1.14 \frac{46}{174.1} = 0.301 \text{ segundos}$$

$$T_3 = 0.73 \frac{46}{174.1} = 0.192 \text{ segundos}$$

Usando los valores de  $T_2$ ,  $T_3$  y  $\xi$  las aceleraciones espectrales se determinan de la fig. E2.2 como

$$S_{a2} = 0.2 \times 1.22 = 0.32 \text{ g y}$$

$$S_{a3} = 0.2 \times 1.47 = 0.294 \text{ g}$$

Las aceleraciones máximas para cada modo se calculan con la ecuación 12.35 como

$$a_{1,\max} = 1.6 \times 0.244 = 0.390 \text{ g}$$

$$a_{2,\max} = 1.06 \times 0.32 = 0.339 \text{ g}$$

$$a_{3,\max} = 0.86 \times 0.294 = 0.252 \text{ g}$$

La aceleración máxima en la corona se determina como (Ecuación 12.35)

$$a_{\text{corona,máx}} = \sqrt{a_{1,\max}^2 + a_{2,\max}^2 + a_{3,\max}^2} = \sqrt{0.390^2 + 0.339^2 + 0.252^2} = 0.575 \text{ g}$$

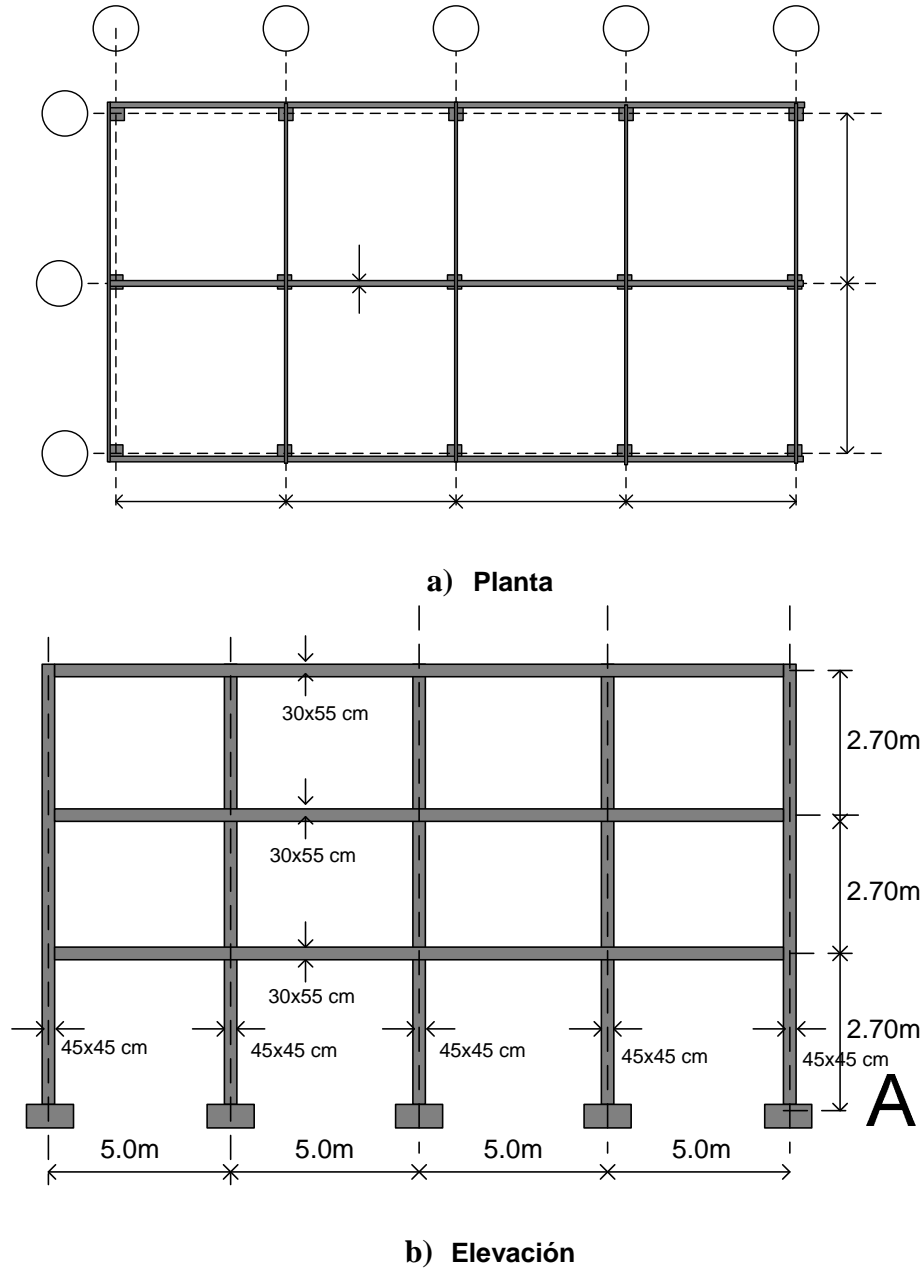




## **SECCIÓN 3.13**

# **AISLAMIENTO SÍSMICO Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA**

Diseñar el sistema de aislamiento con apoyos de neopreno con corazón de plomo (ALNP) para un edificio de tres niveles de concreto reforzado destinado a oficinas, cuyo periodo sobre base fija es  $T_e=0.38$  s. La planta y elevación del edificio se muestran en la figura 13.1 y las reacciones de cada apoyo en la tabla 13.1.



1

45x45 cm

Figura 13.1. Planta y elevación del edificio sobre base rígida

El edificio se localiza en un terreno duro, alejado de una falla activa, con una aceleración máxima del terreno de acuerdo con su ubicación geográfica de  $485 \text{ cm/s}^2$ , periodo de vibración  $T_s = 0.5$  y velocidad de ondas de cortante  $V_s = 710 \text{ m/s}$ .

B

45x45 cm

Tabla 13.1. Reacciones en los apoyos

APOYO	POSICIÓN	P	P max
		(t)	(t)
1-A	ESQUINA	20.87	<b>20.87</b>
1-C	ESQUINA	20.87	
5-A	ESQUINA	20.87	
5-C	ESQUINA	20.87	
1-B	ORILLA	37.09	<b>37.09</b>
2-A	ORILLA	36.84	
2-C	ORILLA	36.84	
3-A	ORILLA	36.57	
3-C	ORILLA	36.57	
4-A	ORILLA	36.84	
4-C	ORILLA	36.84	
5-B	ORILLA	37.09	
2-B	CENTRAL	66.74	<b>66.74</b>
3-B	CENTRAL	66.42	
4-B	CENTRAL	66.74	

## SOLUCIÓN

### Espectros de diseño de aceleraciones y desplazamientos

#### Clasificación de la estructura

En vista de que se trata de una estructura convencional, en la que no existe riesgo de pérdida de un gran número de vidas o pérdidas económicas cuantiosas, el edificio se clasifica como estructura del grupo B.

#### Acción sísmica

Las ecuaciones que definen el espectro de diseño de acuerdo con el presente Manual son:

$$S_a(T_e) = a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a} \quad \text{para } T_e < T_a$$

$$S_a(T_e) = \beta c \quad \text{para } T_a \leq T_e < T_b$$

$$S_a(T_e) = \beta c \left( \frac{T_b}{T_e} \right)^r \quad \text{para } T_b \leq T_e < T_c$$

$$S_a(T_e) = \beta c \left( \frac{T_b}{T_c} \right)^r \left[ k + (1-k) \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 \right] \left( \frac{T_c}{T_e} \right)^2 \quad \text{para } T_e > T_c$$

Los valores correspondientes al caso en estudio son:

$$\begin{aligned} a_0 &= 485 \text{ cm/s}^2 \\ c &= 1537 \text{ cm/s}^2 \\ T_a &= 0.18 \text{ s} \\ T_b &= 0.61 \text{ s} \\ T_c &= 2.0 \text{ s} \\ k &= 2.0 \text{ (por tratarse de un suelo rocoso)} \\ b &= \text{factor de amortiguamiento} \end{aligned}$$

Entonces, las ecuaciones que definen el espectro de diseño de pseudoaceleraciones son:

$$S_a(T_e) = 485 + (1537 - 485) \frac{T_e}{0.18} \quad \text{para } T_e < 0.18 \text{ s}$$

$$S_a(T_e) = 1537 \quad \text{para } 0.18 \leq T_e < 0.61 \text{ s}$$

$$S_a(T_e) = 1537 \left( \frac{0.61}{T_e} \right)^{0.5} \quad \text{para } 0.61 \leq T_e < 2.0 \text{ s}$$

$$S_a(T_e) = 1537 \left( \frac{0.61}{2} \right)^{0.5} \left[ 2.0 + (1-2.0) \left( \frac{2.0}{T_e} \right)^2 \right] \left( \frac{2.0}{T_e} \right)^2 \quad \text{para } T_e > 2.0 \text{ s}$$

La gráfica del espectro de diseño se ilustra en la figura 13.2.

## Área de apoyos

El área mínima de los apoyos se determina con base en las cargas verticales que deben soportar. En este caso, la descarga máxima para los apoyos obtenida del análisis del edificio puede agruparse en tres casos distintos.

- |                                 |            |
|---------------------------------|------------|
| a) Para las columnas centrales  | P = 66.7 t |
| b) Para las columnas de orilla  | P = 37.1 t |
| c) Para las columnas de esquina | P = 20.9 t |

Para elegir las dimensiones iniciales de los apoyos, se considera que el esfuerzo admisible a compresión del hule  $\sigma_{\text{máx}}$  está comprendido entre  $50 \text{ kg/cm}^2$  y  $100 \text{ kg/cm}^2$  (Priestley, 1996). Por lo tanto, el área mínima del apoyo considerando  $\sigma_{\text{máx}} = 60 \text{ kg/cm}^2$  es:

$$A_b = \frac{P}{\sigma_{\max}} = \frac{66,700}{60} = 1,112 \text{ cm}^2$$

Se propone emplear apoyos de 35 x 35 cm. Como estrategia de diseño se decide colocar apoyos con las mismas dimensiones en todas las columnas para ahorrar costos de fabricación.

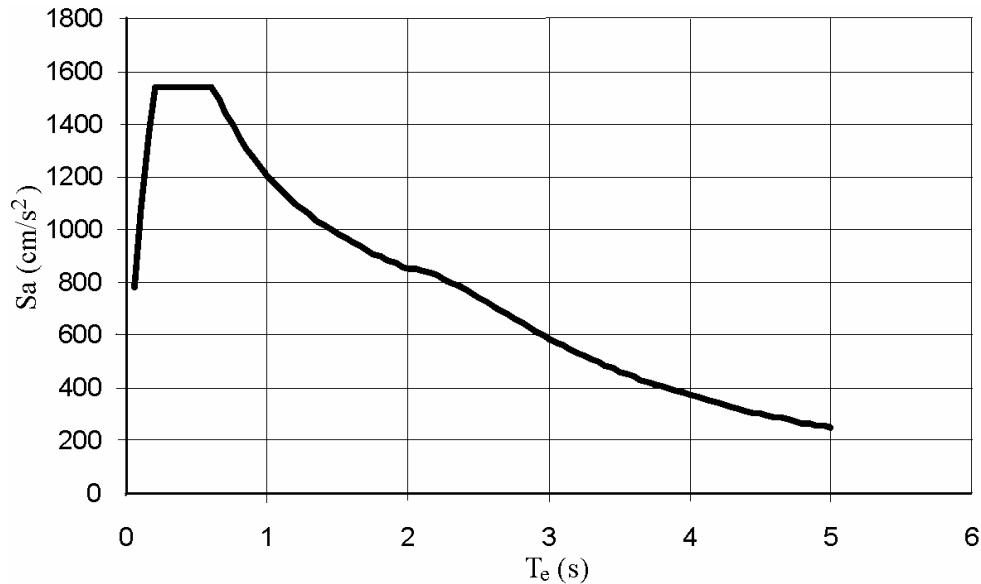


Figura 13.2. Espectros de pseudoaceleraciones

### Modelo lineal equivalente

Para determinar las propiedades de rigidez efectiva (ecuación 13.28) y amortiguamiento equivalente (ecuación 13.33) de los apoyos, es necesario conocer la demanda de ductilidad. Como esta variable se desconoce al inicio del procedimiento de análisis, se puede proponer un desplazamiento máximo inicial, mismo que tendrá que ser verificado al final del procedimiento. En caso de que el desplazamiento propuesto al inicio sea suficientemente cercano al desplazamiento final, el proceso se da por terminado, en caso contrario se repite el procedimiento utilizando como desplazamiento inicial el valor obtenido en el ciclo anterior.

### Desplazamiento inicial propuesto

Se propone un desplazamiento máximo igual que la mitad de la dimensión del apoyo en la dirección de análisis, es decir,

$$x_{\max} = \frac{B}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se propone como desplazamiento inicial  $x_i = 17.5 \text{ cm}$ .

Conocido el desplazamiento inicial, se procede a determinar la fuerza de fluencia del apoyo  $F_y$ , que se elige de manera que no se produzcan desplazamientos excesivos en condiciones de servicio, ocurrencia de sismos moderados, efectos del viento, etc. Para fines del ejemplo se considera que la fuerza de fluencia debe ser mayor que el 3% del peso total del edificio  $F_y = 17,342 \text{ kg}$ , por lo tanto, el área del elemento de plomo, considerando que se colocarán 15 apoyos y que el esfuerzo de fluencia del apoyo es  $\sigma_y = 90 \text{ kg/cm}^2$ , está dada por (ecuación 13.17):

$$A_{pl} = \frac{F_y}{\sigma_y N} = \frac{17,342}{90(15)} = 12.85 \text{ cm}^2$$

y el diámetro del elemento es:

$$d = \sqrt{\frac{4A_{pl}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4(12.9)}{\pi}} = 4.04 \text{ cm}$$

Entonces, se propone usar un elemento de plomo de 4.13 cm (1 5/8")

Conocida la fuerza de fluencia se propone la ductilidad esperada en el apoyo, de manera que se logre un trabajo eficiente del disipador. Para el ejemplo se propone una ductilidad  $\mu = 12$ . El desplazamiento de fluencia correspondiente es:

$$x_y = \frac{x_{\max}}{\mu} = \frac{17.5}{12} = 1.46 \text{ cm}$$

Como el desplazamiento de fluencia es (ecuaciones 13.21 y 13.19):

$$x_y = \frac{F_y}{10 \frac{GA_b}{T_r}}$$

La altura necesaria de las capas de neopreno es:

$$T_r = \frac{10GA_b}{F_y} x_y = \frac{10(10.8)(1,225)}{17,342} 1.46 = 11.13 \text{ cm}$$

Por lo tanto se propone un espesor total  $H = 15.3 \text{ cm}$ , que corresponde a:  $T_r = 12.3 \text{ cm}$  y 10 placas de acero de 0.3 cm.

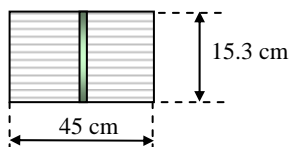


Figura 13.3. Dimensiones preliminares de los apoyos

### a) Obtención de propiedades equivalentes (rigidez y amortiguamiento)

#### Rigidez equivalente

La rigidez equivalente de los aisladores se determina con la ecuación 13.28 que se muestra a continuación:

$$(k)_{ef} = (k)_e \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Al sustituir valores, se obtiene una rigidez efectiva de:

$$(k)_{ef} = \frac{10(10.8)(1,225)}{12.3} \frac{1 + 0.1(12 - 1)}{12} = 1,882.3 \text{ kg/cm}$$

#### Amortiguamiento equivalente

El amortiguamiento histerético del aislador se obtiene con la ecuación 13.33 del Manual:

$$(\zeta)_{his} = \frac{2(1 - \alpha) \left(1 - \frac{1}{\mu}\right)}{\pi [1 + \alpha(\mu - 1)]} = \frac{2(1 - 0.1) \left(1 - \frac{1}{12}\right)}{\pi [1 + 0.1(12 - 1)]} = 0.25$$

El amortiguamiento equivalente del aislador  $\zeta_a$  será (ecuación 13.34):

$$\zeta_a = \zeta_{his} + \zeta_v = 0.25 + 0.03 = 0.28$$

El amortiguamiento del sistema conjunto edificio – aislador se obtiene con (ecuación 13.35):

$$(\zeta)_{sis} = \frac{\sum_{i=1}^n (k_i)_{ef} x_i^2 \left( \zeta_a + \frac{(\zeta_i)_{es} (k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right)}{\sum_{i=1}^n (k_i)_{ef} x_i^2 \left( 1 + \frac{(k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right)}$$

Se supone que el edificio arriba del sistema de aislamiento se mueve como cuerpo rígido, de manera que la suma de la ecuación anterior se reduce al nivel de aislamiento, es decir  $n=1$ . Por lo tanto, la rigidez de la estructura  $(k)_{es}$ , se determina con:

$$(k)_{es} = \frac{4\pi^2 m}{T^2} = \frac{4\pi^2 (589.26)}{0.38^2} = 161,100 \text{ kg/cm}$$

y el amortiguamiento del sistema estructura – disipador es:

$$(\zeta_i)_{\text{sis}} = \frac{\left( \zeta_a + \frac{(\zeta_i)_{\text{es}}(k_i)_{\text{ef}}}{(k_i)_{\text{es}}} \right)}{\left( 1 + \frac{(k_i)_{\text{ef}}}{(k_i)_{\text{es}}} \right)} = \frac{\left( 0.28 + \frac{0.05(15)(1,882.3)}{161,100} \right)}{\left( 1 + \frac{15(1,882.3)}{161,100} \right)} = 0.246$$

### b) Obtención del desplazamiento final

Conocidas las propiedades equivalentes del modelo (rigidez y amortiguamiento), se realizó el análisis de la estructura para obtener el desplazamiento final del aislador, los desplazamientos relativos y los elementos mecánicos. Se empleó un modelo tridimensional utilizando el programa SAP2000 considerando elementos barra con propiedades elásticas para representar a los elementos del edificio, pues se pretende que la estructura se mantenga dentro del intervalo elástico. Los aisladores se representan por resortes lineales con las propiedades equivalentes que se obtienen en cada etapa del análisis. El procedimiento seguido para determinar el desplazamiento final consiste de los siguientes pasos:

1. La rigidez inicial de los resortes se determina con la ductilidad que resulta del valor de desplazamiento inicial propuesto. Se realiza un análisis estático del edificio sobre resortes equivalentes, empleando el coeficiente sísmico del espectro reducido por amortiguamiento (factor b), para un periodo objetivo de la estructura sobre base aislada igual a tres veces el periodo sobre base fija, es decir,  $T = 3 \cdot 0.38 = 1.14$  s. Como resultado del análisis se obtiene un periodo de la estructura aislada  $T_{i+1} = 1.11$  s y un desplazamiento de los resortes  $x_{i+1} = 15.16$  cm. Los resultados de esta primera etapa se muestran en el primer renglón de la tabla 2.
2. Como el desplazamiento inicial (17.5cm) difiere del desplazamiento obtenido del análisis (15.16cm), se determina nuevamente la ductilidad de los apoyos y la rigidez y amortiguamiento equivalentes, usando como desplazamiento inicial el valor final de la etapa anterior. Se realiza el análisis estático con el coeficiente sísmico reducido por amortiguamiento (0.478) y para un periodo de 1.11 s. El periodo de la estructura es ahora de 1.08s y el desplazamiento de los resortes se reduce a 13.68 cm. Los resultados de la segunda etapa se muestran en la tabla 13.2.
3. La etapa 3 se inicia con un desplazamiento de 13.68 cm (valor final de la etapa anterior) y se realiza nuevamente el análisis modificando las propiedades de rigidez, amortiguamiento y coeficiente sísmico del espectro. El periodo de la estructura aislada es ahora de 1.07s y el desplazamiento de 13.51 cm.
4. Para fines del ejemplo se considera que la aproximación es suficiente y los valores del análisis serán los que se utilicen para fines de diseño.



Tabla 13.2. Etapas del procedimiento de análisis

Etapa i	$x_i$ (cm)	$\mu_i$	$(k)_{ef i}$ (kg/cm)	$z_{a i}$	$z_{sis i}$	$b_i$	$S_{a i}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$T_{i+1}$ (s)	$x_{i+1}$ (cm)
1	17.5	12	1882.3	0.28	0.246	0.488	549	1.11	15.16
2	15.16	10.4	2006.8	0.297	0.258	0.478	544	1.08	14.1
3	14.1	9.7	2076.8	0.305	0.264	0.473	546	1.07	13.68
4	13.68	9.4	2107.6	0.308	0.266	0.471	547	1.06	13.51

Una vez encontrada la convergencia se decide si los valores de diseño finales son adecuados, con lo que se acepta el aislador propuesto. En caso contrario se reinicia el análisis con un nuevo aislador de base.

En la figura 13.4 se presenta el espectro para un amortiguamiento del 5% y el espectro reducido por el factor de amortiguamiento  $b=0.471$ . También se indican los valores de pseudoaceleración de diseño para el edificio sobre base fija ( $1537\text{cm/s}^2$ ) y para el edificio con aisladores ( $547\text{cm/s}^2$ ).

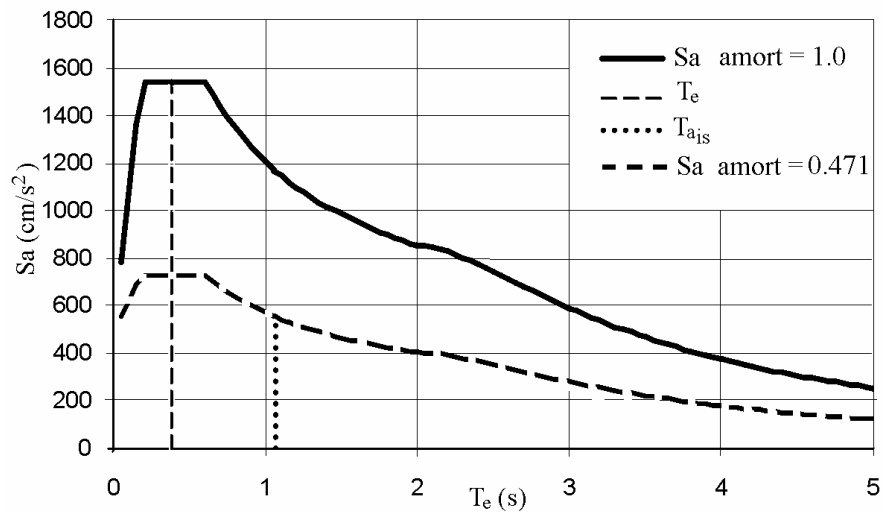
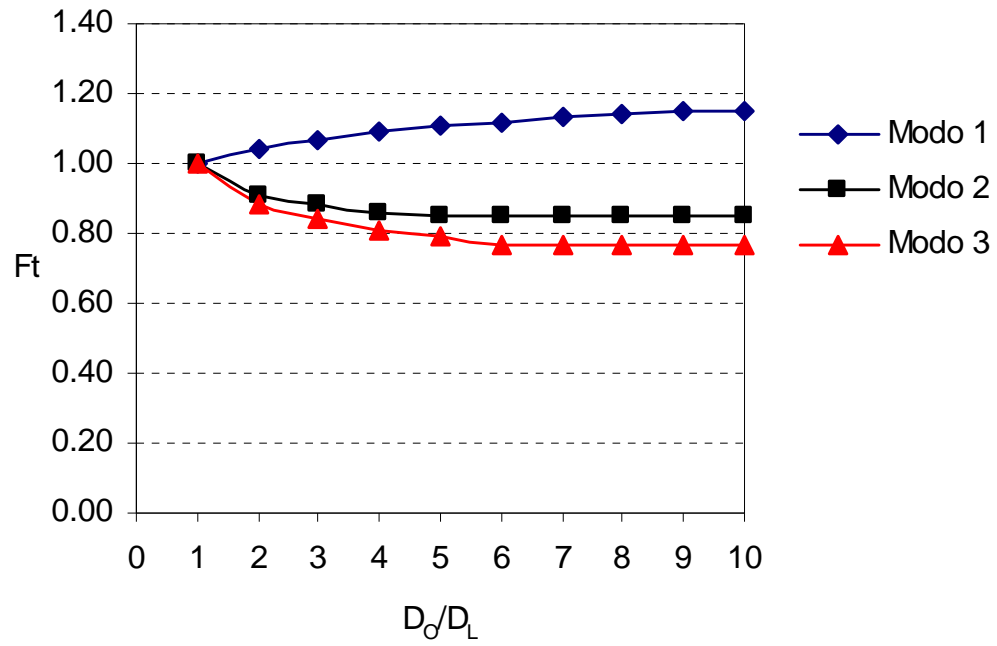


Figura 13.4. Espectros de diseño para edificio con base fija y para edificio con aisladores.



## **SECCIÓN 3.14**

# **ESTRUCTURAS TIPO 11 TORRES DE TELECOMUNICACIÓN**

Figura 14.1 Factor de corrección  $F_t$

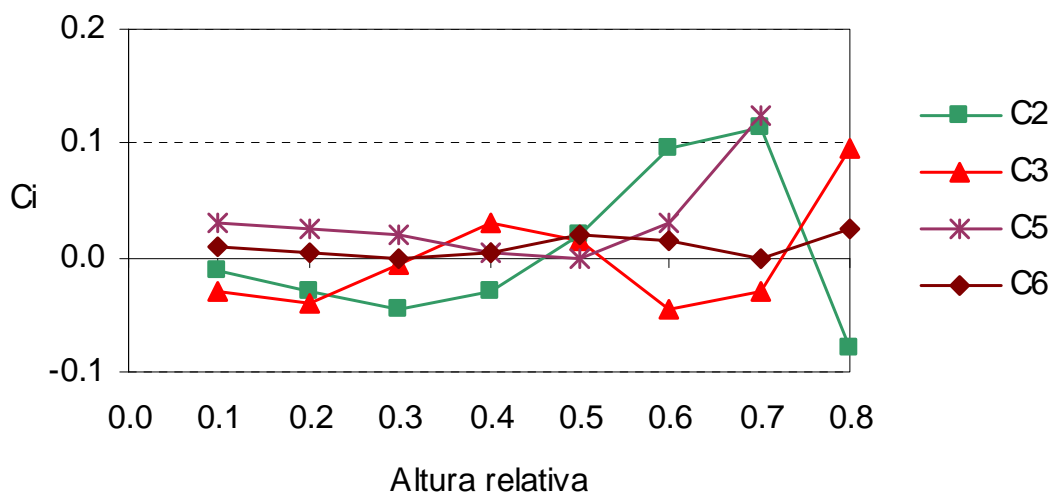
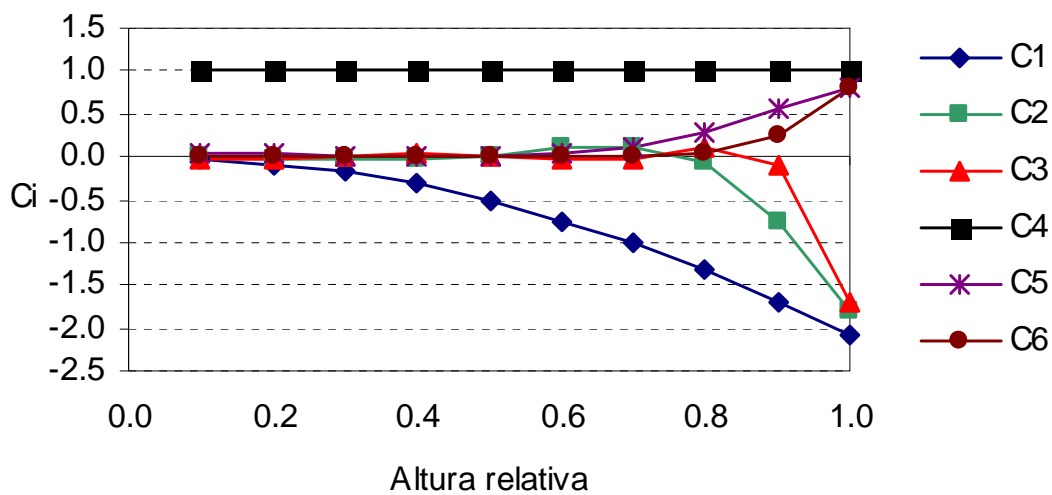


Figura 14.2 Coeficientes  $C_i$  para las torres del grupo A1

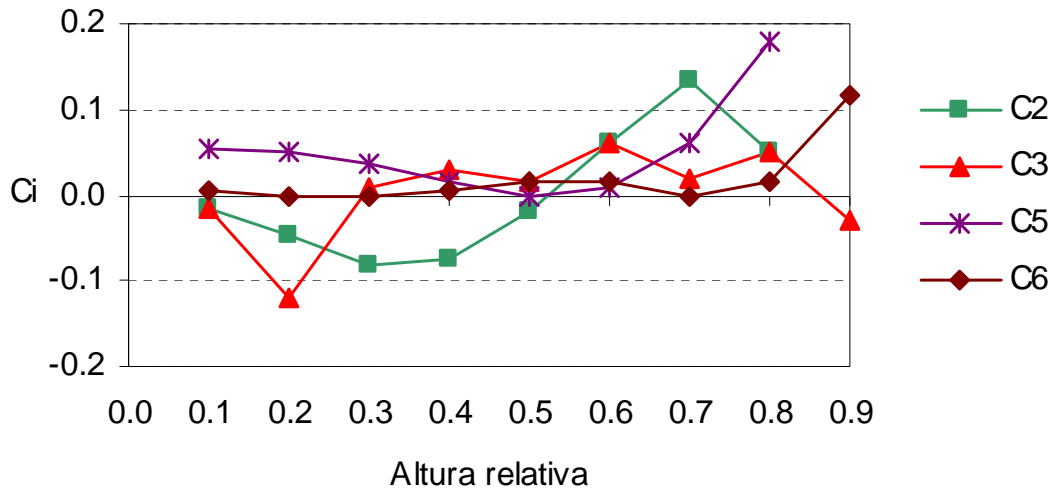
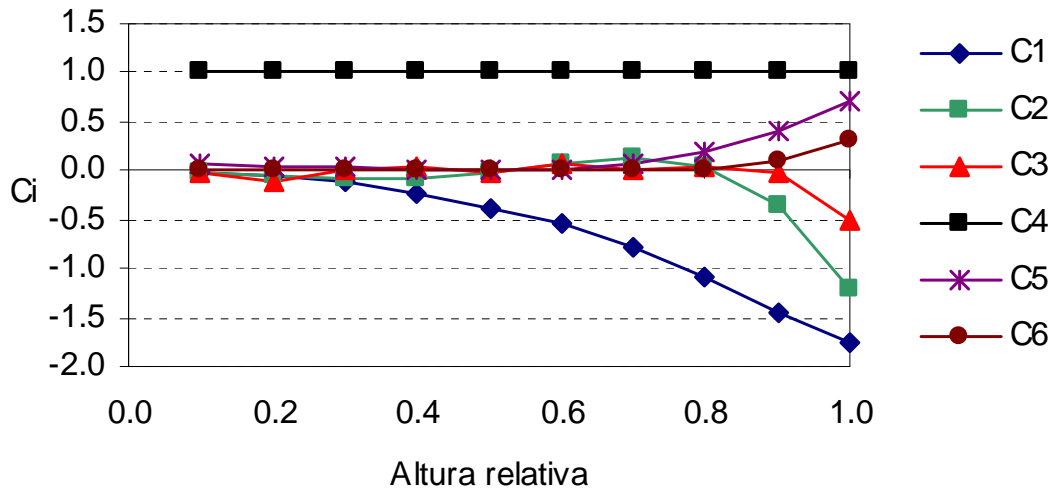


Figura 14.2 Coeficientes Ci para las torres del grupo A2

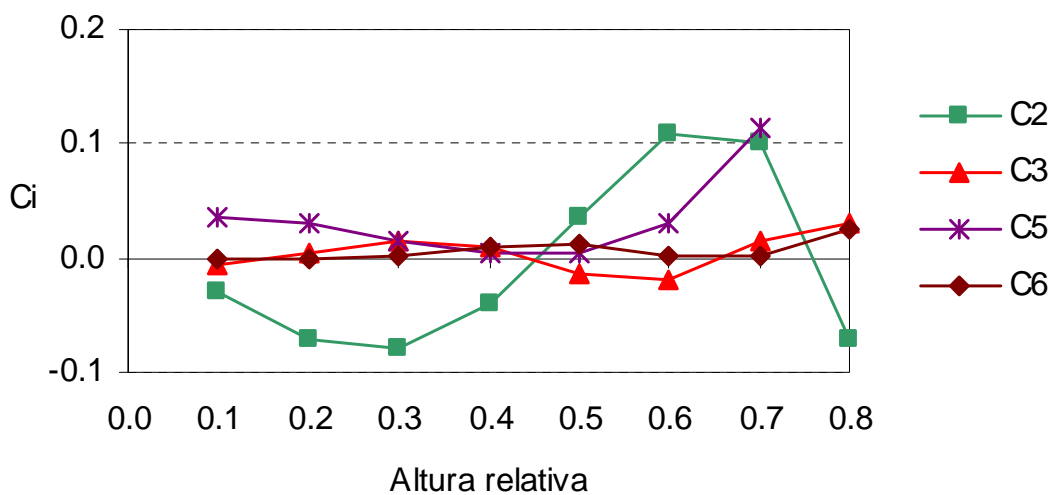
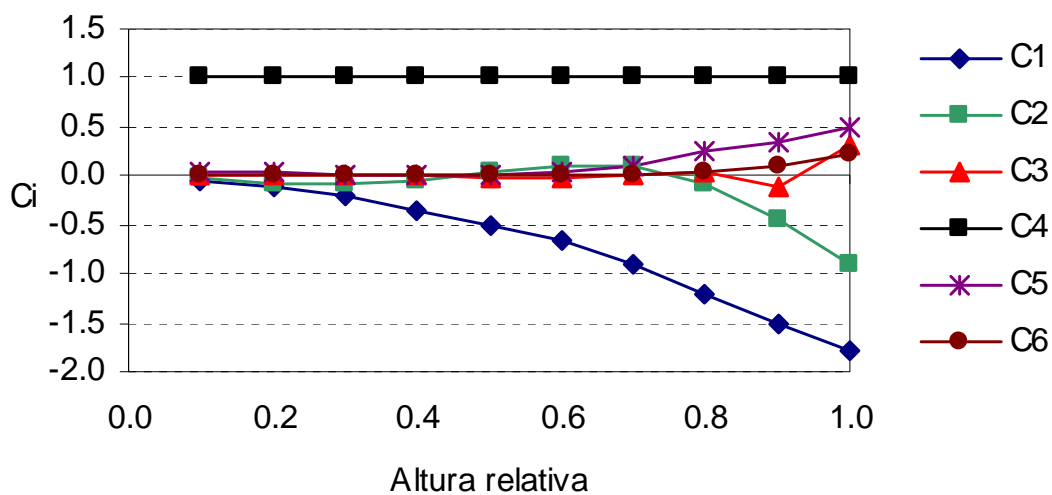


Figura 14.2 Coeficientes  $C_i$  para las torres del grupo B

## **SECCIÓN 3.15**

# **ESTRUCTURAS TIPO 12: TÚNELES**



## INTRODUCCIÓN

En esta sección se incluyen algunos parámetros correspondientes al peso volumétrico, módulo de elasticidad dinámico y relación de Poisson de algunos tipos de roca. Finalmente, se presenta un ejemplo de aplicación, tanto analíticamente como con la ayuda de los ábacos que se proponen; con la finalidad de comparar ambos métodos. Al final se mostrará un resumen de resultados de otros 3 ejemplos.

Los parámetros necesarios para evaluar un túnel en condiciones dinámicas se deben determinar de acuerdo a lo expuesto en la sección de recomendaciones (sección 3.15); sin embargo, se pueden emplear los valores presentados en la siguiente tabla para un diseño preliminar, considerando que éstos corresponden a intervalos probables de valores o valores promedio que pueden presentar un grado de imprecisión.

Tabla 3.15.1. Parámetros de algunas propiedades de las rocas (adaptada de González, 2002).

Tipo de roca	Peso volumétrico $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Módulo de elasticidad dinámico $E_d$ (MPa)	Velocidad de propagación de onda en compresión $v_p$ (m/s)	Relación de poisson $\nu$
Arenisca	22.56 – 25.50	4 903.3 – 54 917.2	1 400 – 4 200	0.24 - 0.31
Basalto	26.48 – 28.44	40 207.3 – 85 317.9	4 500 – 6 000	0.19 – 0.38
Caliza	22.56 – 25.50	7 845.3 – 97 085.8	2 500 – 6 000	0.25 – 0.33
Diabasa	28.44	58 839.9 – 96 105.2	5 500 – 7 000	0.28
Dolomía	24.52 – 25.50	21 574.6 – 84 337.2	5 000 – 6 000	0.29 – 0.37
Gneiss	26.48 – 29.42	24 516.6 – 102 969.8	3 100 – 5 500	0.20 – 0.30
Granito	25.50 – 26.48	9 806.70 – 82 375.9	4 500 – 6 000	0.18 – 0.24
Lutita	21.57 – 25.50	9 806.70 – 68 646.6	1 400 – 3 000	0.25 – 0.29

## TÚNELES EN ROCA O SUELO DURO

Se requiere analizar un túnel, revestido de concreto en basalto, bajo condiciones dinámicas con los siguientes datos:

$$\begin{array}{lll}
 \epsilon_{ad} = 0.003 \text{ (sentido longitudinal)} & E_L = 27.46 \text{ GPa} & \nu_L = 0.20 \\
 v_{m\acute{a}x} = 0.12 \text{ m/s} & E_m = 10.7 \text{ GPa} & R = 3.20 \text{ m} \\
 a_{m\acute{a}x} = 2.21 \text{ m/s}^2 & \nu_m = 0.25 & t = 0.30 \text{ m} \\
 C_s = 2\,500.0 \text{ m/s} & & 
 \end{array}$$

### Deformaciones unitarias longitudinales

Considerando que el túnel es de gran importancia, primero se verifica cuál es el ángulo de incidencia crítico:

$$a = \frac{v_{m\acute{a}x} \cdot C_s}{3 \cdot a_{m\acute{a}x} \cdot R} \quad (15.1)$$

$$a = \frac{(0.12) \cdot (2500.0)}{3 \cdot (2.21) \cdot (3.2)} = 14.0766$$

$$\phi_c = \arcsin\left(\frac{\sqrt{8 \cdot a^2 - 4 \cdot a + 1} - 1}{4 \cdot a - 2}\right) \quad (15.2)$$

$$\phi_c = \arcsin\left(\frac{\sqrt{8 \cdot (14.0766)^2 - 4 \cdot (14.0766) + 1} - 1}{4 \cdot (14.0766) - 2}\right) = \arcsin\left(\frac{38.1139}{54.3064}\right) = 44.57^\circ$$

Para obtener la deformación unitaria máxima del revestimiento, debida a la onda de corte con un ángulo de incidencia, se sustituyen los valores en la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \pm \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \sin(\phi) \cdot \cos(\phi) \pm \frac{a_{\text{máx}}}{C_s^2} \cdot R \cdot \cos^3(\phi) \quad (15.3)$$

$$\varepsilon = \pm \frac{0.12}{2500.0} \cdot \sin(44.57) \cdot \cos(44.57) \pm \frac{2.21}{(2500.0)^2} (3.2) \cdot \cos^3(44.57)$$

$$\varepsilon = \pm 24.0 \times 10^{-6} \pm 0.41 \times 10^{-6} = \pm 24.41 \times 10^{-6}$$

Se verifica que cumple por deformación longitudinal en la sección de compresión:

$$\therefore \varepsilon < \varepsilon_{\text{ad}} \rightarrow 24.41 \times 10^{-6} < 0.003$$

### Deformaciones unitarias por ovalización

Solución A. Empleando las ecuaciones de las recomendaciones.

Para estimar las deformaciones por ovalización, se determina la distorsión angular y la deformación unitaria diametral máxima:

$$\gamma_{\text{máx}} = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \quad (15.4)$$

$$\gamma_{\text{máx}} = \frac{0.12}{2500.0} = 48 \times 10^{-6}$$

$$\left(\frac{\Delta D}{D}\right)_{\text{máx}} = 2 \cdot \gamma_{\text{máx}} \cdot (1 - \nu_m) \quad (15.5)$$

$$\left(\frac{\Delta D}{D}\right)_{\text{máx}} = 2(48 \times 10^{-6})(1-0.25) = 72 \times 10^{-6}$$

Para determinar la deformación unitaria por ovalización:

$$\varepsilon_{\text{ov}} = \frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \cdot \left[ 3 \cdot (1 - v_m) \cdot \frac{t}{R} + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_m}{E_L} \cdot \frac{(1 - v_L^2)}{(1 + v_m)} \cdot \frac{R}{t} \right] \quad (15.6)$$

$$\varepsilon_{\text{ov}} = \frac{0.12}{2500.0} \cdot \left[ 3 \cdot (1 - 0.25) \cdot \frac{0.3}{3.2} + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{10.7}{27.46}\right) \cdot \frac{(1 - 0.2^2)}{(1 + 0.25)} \cdot \left(\frac{3.2}{0.3}\right) \right] = 48 \times 10^{-6} \cdot (0.2109 + 1.596)$$

$$\varepsilon_{\text{ov}} = 86.73 \times 10^{-6}$$

En este análisis no se cumple la condición de deformación transversal:

$$\varepsilon_{\text{ov}} > \left(\frac{\Delta D}{D}\right)_{\text{máx}} \rightarrow 0.00008673 > 0.000072$$

### Solución B. Empleando la gráfica

Se calcula las relaciones R/t y la relación de propiedades F':

$$\frac{R}{t} = \frac{3.2}{0.3} = 10.67$$

$$F' = \frac{E_m}{E_L} \cdot \frac{(1 - v_L^2)}{(1 - v_m^2)} = \left(\frac{10.7}{27.46}\right) \cdot \frac{(1 - 0.2^2)}{(1 - 0.25^2)} = 0.399 \approx 0.40$$

Empleando la gráfica (figura 15.1), se observa que no hay un valor para la curva F'=0.40, pero con la ecuación de deformación unitaria normalizada se pueden determinar las líneas que corresponden a las deformaciones por fuerza normal y por momento, respectivamente.

$$\frac{\varepsilon_{\text{ov}}}{\frac{v_{\text{máx}}}{C_s} \cdot (1 - v_m)} = 3 \cdot \frac{t}{R} + \frac{1}{2} \cdot \frac{E_m}{E_L} \cdot \frac{(1 - v_L^2)}{(1 - v_m^2)} \cdot \frac{R}{t} = 3 \cdot \frac{t}{R} + \frac{1}{2} \cdot F' \cdot \frac{R}{t} \quad (15.7)$$

La línea descendente corresponde a los valores que aporta la fuerza normal (primer sumando de la ecuación) y la línea ascendente corresponde a los valores que aporta el momento flexionante (segundo sumando de la ecuación). Se debe hacer notar que el primer sumando siempre será el mismo para cualquier condición, por otra parte el segundo sumando depende de F' pero la pendiente de esta "curva linearizada" es la misma para cualquier caso.

Tomando en cuenta lo anterior, se obtienen dichas líneas, para el primer sumando se determina que los valores de la relación, R/t, de 0.3 y 300 corresponden a valores de la deformación unitaria

normalizada de 10 y 0.01, respectivamente. Para el segundo sumando, valores de,  $R/t$ , igual a 0.01 y 50 corresponden a valores de 0.02 y 10, respectivamente, sin olvidar que  $F^* = 0.4$ . Con estas líneas, se pueden determinar cada uno de los valores de la deformación inducida por la fuerza normal (igual a 2.1) y el momento flexionante (igual a 0.28).

$$\frac{\varepsilon_{ov}}{C_s \cdot \frac{v_{m\acute{a}x}}{C_s} \cdot (1 - \nu_m)} = 2.1 + 0.28 = 2.38$$

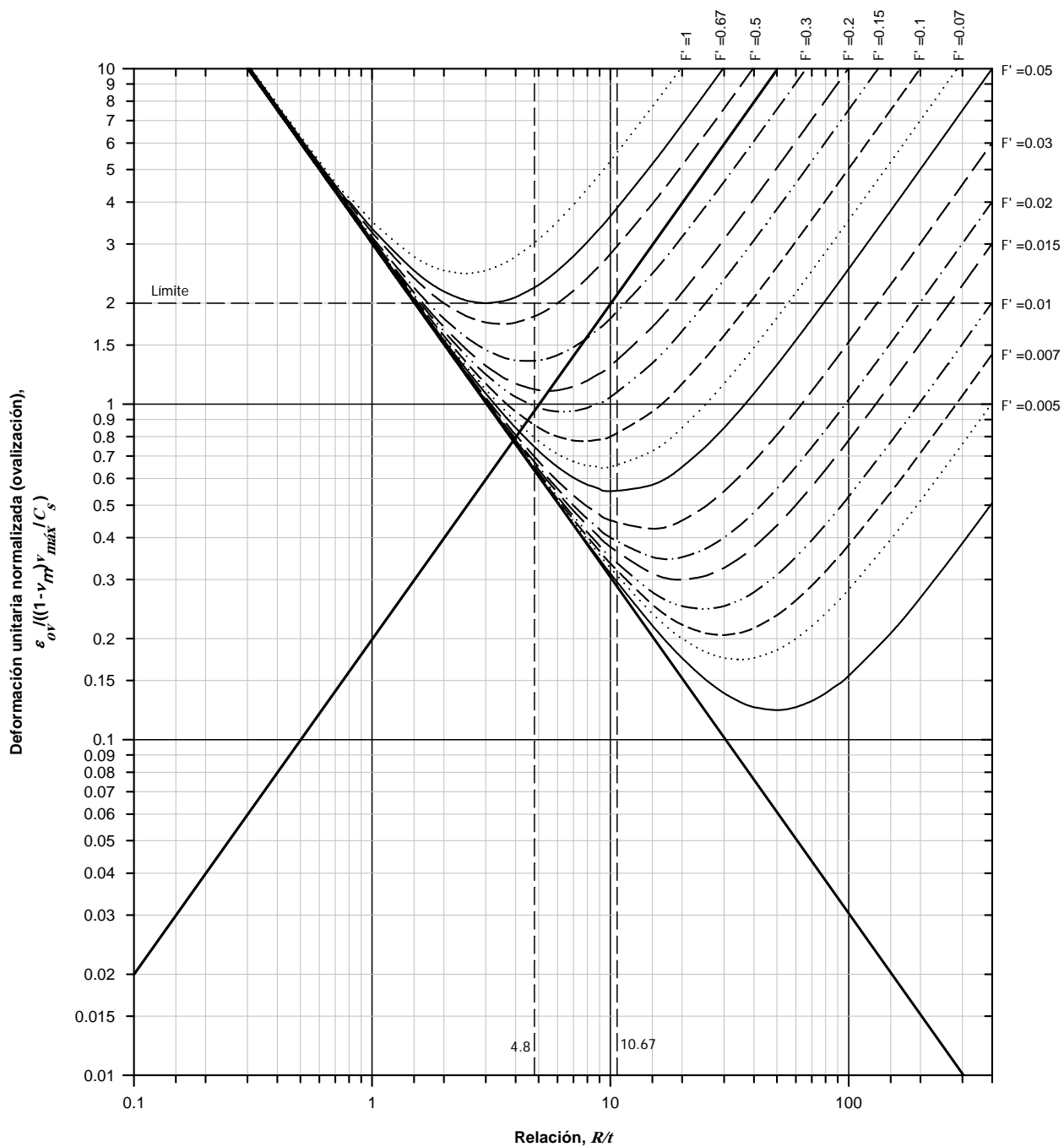


Figura 15.1. Ejemplo para emplear la gráfica.

Se verifica fácilmente que con esta geometría y con estas propiedades, la sección transversal no cumple con la condición de deformación transversal debido a que es mayor a 2; además, si se requiere estimar el valor de la deformación unitaria,  $\varepsilon_{ov}$ :

$$\varepsilon_{ov} = (2.38) \cdot \frac{V_{m\acute{a}x}}{C_s} \cdot (1 - \nu_m) = (2.38) \cdot \frac{0.12}{2500.0} \cdot (1 - 0.25) = 0.0000857$$

Dicho valor es muy aproximado al que se calculó con las fórmulas (0.00008673).

Por lo tanto, se concluye que para estas condiciones, el túnel no cumple con las condiciones requeridas bajo solicitud sísmica. Además, se demuestra que las gráficas propuestas sirven para revisar de una manera fácil y rápida si el túnel cumple o no con las condiciones de deformación por ovalización.

### Solución C: Comparando el valor de R/t con sus valores máximos y mínimos permisibles

En la sección de recomendaciones se presentan ecuaciones que corresponden a la solución cuando la deformación unitaria normalizada (ecuación 15.7) es menor igual a 2: por lo que se debe de cumplir que:

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\text{mín}} \leq \frac{R}{t} \leq \left(\frac{R}{t}\right)_{\text{máx}} \quad (15.8)$$

donde:

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\text{mín}} = \frac{2 - \sqrt{4 - 6 \cdot F'}}{F'} \quad (15.9)$$

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\text{máx}} = \frac{2 + \sqrt{4 - 6 \cdot F'}}{F'} \quad (15.10)$$

El discriminante de la ecuación 15.9 y 15.10 debe de cumplir con:

$$0 < F' < \frac{2}{3} \quad (15.11)$$

Entonces, para este ejemplo se verifica fácilmente que  $F'=0.4$  y cumple con la primera condición. Finalmente, se obtienen los valores máximos y mínimos de la relación R/t, considerando que el valor es igual a 10.67 para la geometría del túnel de este ejemplo.

$$\left(\frac{R}{t}\right)_{\text{mín}} = \frac{2 - \sqrt{4 - (6) \cdot (0.4)}}{0.4} = 1.84 \quad \left(\frac{R}{t}\right)_{\text{máx}} = \frac{2 + \sqrt{4 - (6) \cdot (0.4)}}{0.4} = 8.19$$

Se verifica que no cumple con las deformaciones unitarias permisibles por ovalización, ya que no se encuentra entre el rango de valores mínimo y máximo. Aunque no se obtienen los valores de la deformación unitaria, es útil debido a que es muy sencillo evaluar si el túnel va cumplir con la condición de deformación unitaria permisible.

### Resumen de resultados:

Se incluyen el resumen de resultados de otros ejemplos, incluyendo el antes desarrollado:

Tabla 15.2. Resumen de resultados de ejemplos de aplicación.

		Revestimiento			
		Concreto		Acero	
Datos	$v_{m\acute{a}x}$ (m/s)	0.12	0.12	0.12	0.12
	$a_{m\acute{a}x}$ (m/s <sup>2</sup> )	2.21	2.21	2.21	2.21
	$C_s$ (m/s)	2500	2500	2500	2500
	$E_L$ (GPa)	10.70	10.70	10.70	10.70
	$E_m$ (GPa)	27.46	27.46	205.94	205.94
	$v_m$	0.25	0.25	0.25	0.25
	$v_L$	0.20	0.20	0.30	0.30
	R (m)	3.20	1.20	1.375	3.00
	t (m)	0.30	0.25	0.03	0.05
	$\epsilon_{ad}$	<b>0.0030</b>	<b>0.0030</b>	<b>0.0030</b>	<b>0.0030</b>
		a	14.0766	37.5375	32.7600
$\phi_c$		0.7780	0.7826	0.7822	0.7784
$\epsilon_a$		0.00002400	0.00002400	0.00002400	0.00002400
$\epsilon_b$		0.00000041	0.00000015	0.00000017	0.00000038
$\epsilon$		<b>0.00002441</b>	<b>0.00002415</b>	<b>0.00002417</b>	<b>0.00002438</b>
<b>Longitudinal</b>		<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>
Solución A	$\gamma_{m\acute{a}x}$	0.0000480	0.0000480	0.0000480	0.0000480
	$(\Delta D/D)_{m\acute{a}x}$	<b>0.0000720</b>	<b>0.0000720</b>	<b>0.0000720</b>	<b>0.0000720</b>
	$\epsilon_{ova}$	0.0000101	0.0000225	0.0000024	0.0000018
	$\epsilon_{ovb}$	0.0000766	0.0000345	0.0000416	0.0000545
	$\epsilon_{ov}$	<b>0.0000867</b>	<b>0.0000570</b>	<b>0.0000440</b>	<b>0.0000563</b>
<b>Transversal</b>	<b>NO PASA</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	
Solución B	R/t	10.67	4.80	45.83	60.00
	F	727.1	66.2	7282.1	16340.2
	F'	0.399	0.399	0.050	0.050
	Lectura de gráfica	2.380	1.580	1.210	1.550
	$\epsilon_{ov}$	<b>0.0000857</b>	<b>0.0000569</b>	<b>0.0000436</b>	<b>0.0000558</b>
<b>Transversal</b>	<b>NO PASA</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	
Solución C	$(R/t)_{m\acute{i}n}$	1.84	1.84	1.53	1.53
	$(R/t)_{m\acute{a}x}$	8.19	8.19	78.47	78.47
	$F_{m\acute{i}n}$	3.73	3.73	0.27	0.27
	$F_{m\acute{a}x}$	328.79	328.79	36238.67	36238.67
	<b>Transversal</b>	<b>NO PASA</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>	<b>OK</b>

La Gráfica correspondiente a los ejemplos anteriores es la siguiente:

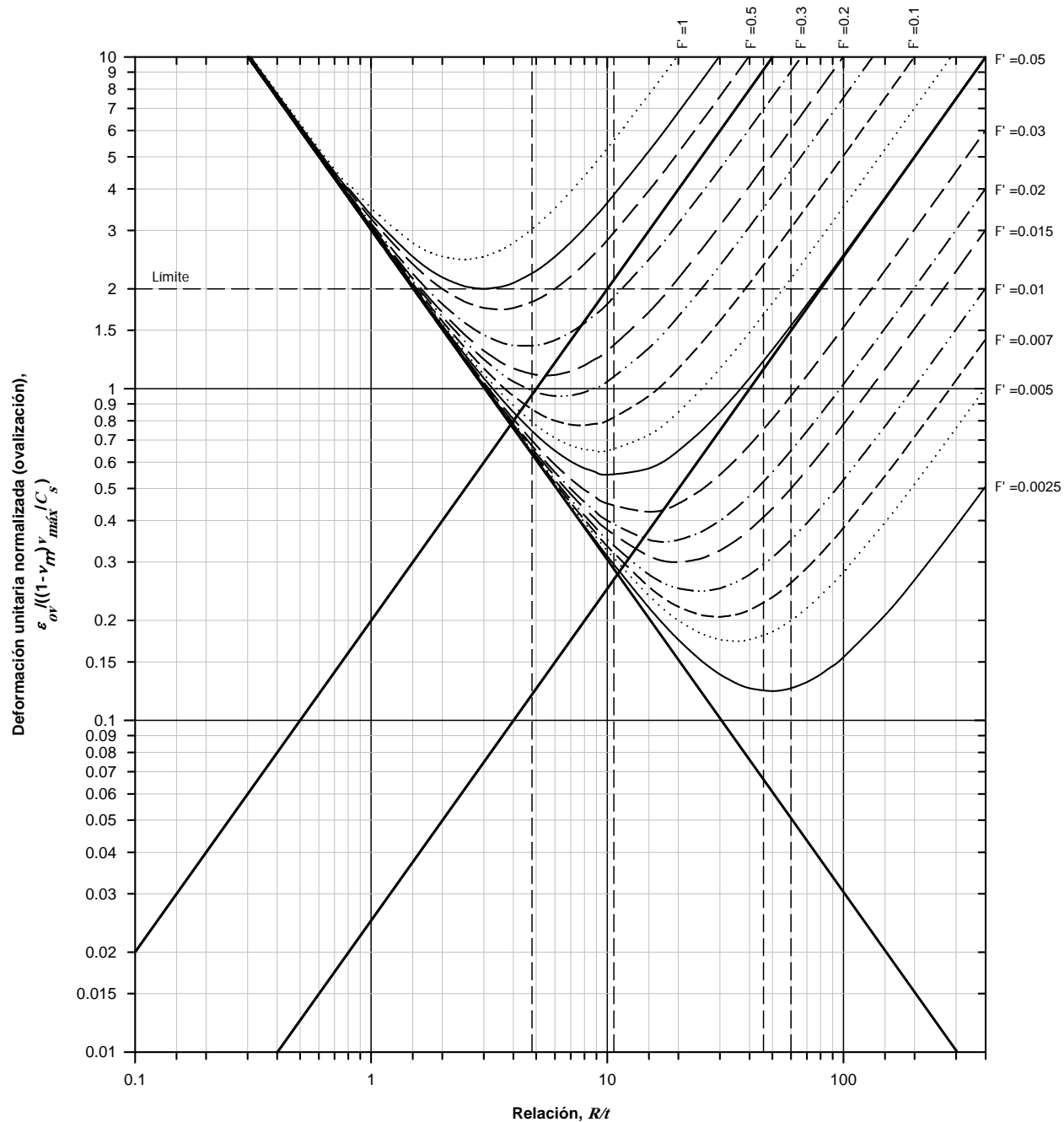


Figura 15.2. Ejemplo para emplear la gráfica.

Del mismo modo, se incluye una gráfica para ayuda.

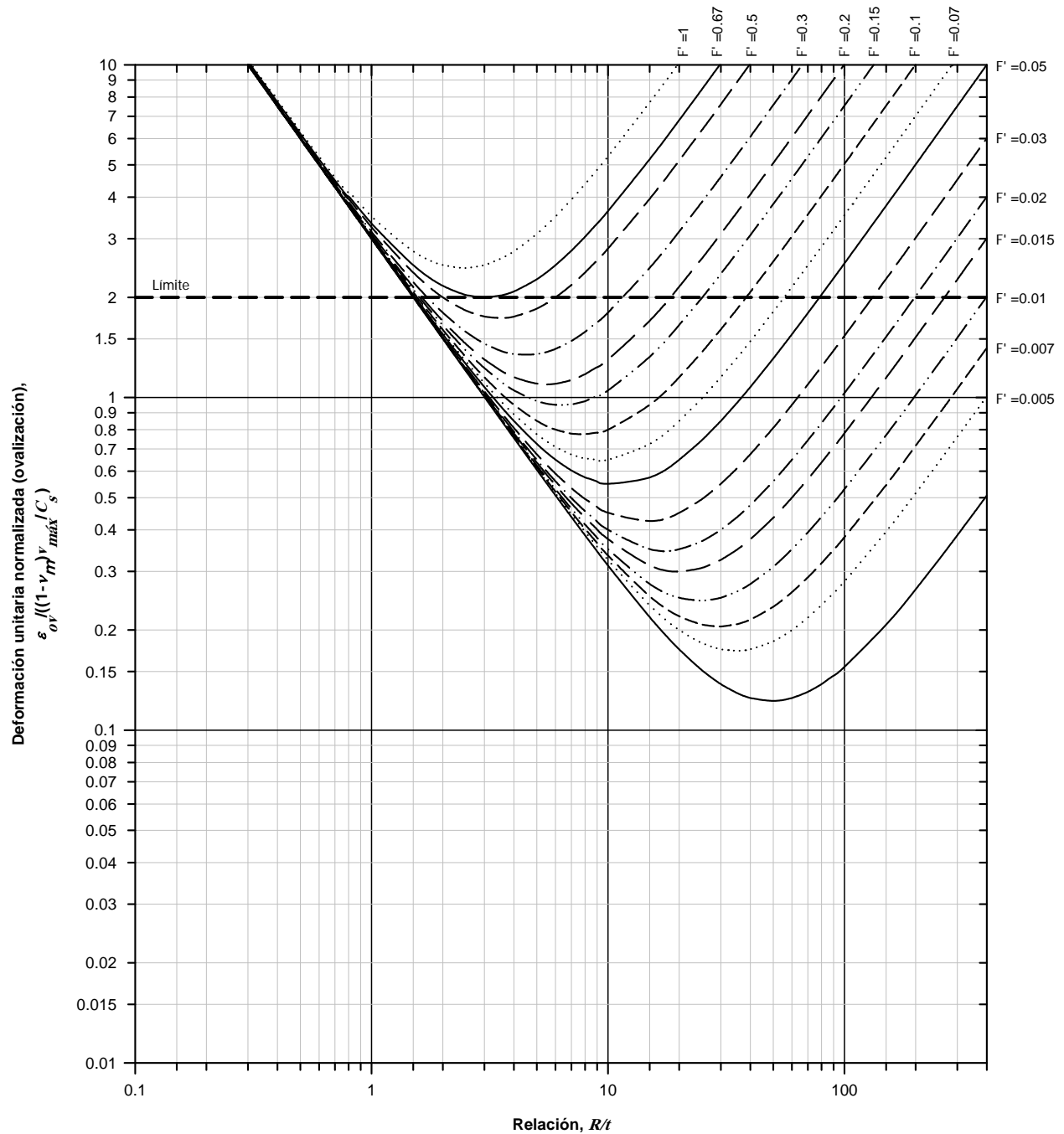


Figura 15.3. Ábaco para ayuda de prediseño, para generar curvas con otros valores de  $F'$  o los valores que aportan tanto la fuerza normal como el momento flexionante se hace de acuerdo al ejemplo antes descrito.



Desde su primera edición en 1969, El Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC) ha sido una referencia de consulta indispensable tanto para ingenieros de la CFE como para ingenieros de la práctica. En los años de 1981 y 1993, la Gerencia de Ingeniería Civil (GIC) del Instituto de Investigaciones Eléctricas realizó sendas actualizaciones del Capítulo de Diseño por Sismo del MDOC. Ambas versiones han sido empleadas de manera extensiva por los ingenieros civiles del país y tuvieron una gran aceptación y reconocimiento tanto a nivel nacional como internacional. Más aún, ante la falta de normatividad en varios estados del país, el Capítulo de Diseño por Sismo del MDOC ha servido de referencia en las licitaciones para el desarrollo de obras de la CFE y en la práctica profesional para el diseño y construcción de numerosas obras importantes de infraestructura, además, de ser un libro de referencia en las universidades del país para la formación de nuevos ingenieros.

Este reconocimiento ha motivado a las autoridades de CFE a seguir con la tradición de contar con unas recomendaciones que cumplan con los estándares internacionales de seguridad estructural, e incluso seguir a la vanguardia en el diseño sísmico de estructuras, al incluir los avances tecnológicos y científicos en las áreas la ingeniería sísmica, geotecnia, geofísica y sismológica, y sobre todo la experiencia de los investigadores de mayor reconocimiento del país.

La versión del Capítulo de Diseño por Sismo 2009, se ha preparando actualizando cada uno de los temas contenidos en la versión de 1993 e incorporando nuevos tipos de estructuras que por su importancia se ha considerado que deben formar parte de la nueva versión. Es así como surgen criterios de diseño sísmico para estructuras con disipadores de energía, torres de telecomunicaciones, túneles, cimentaciones o presas de tierra y enrocamiento.

ULISES MENA HERNÁNDEZ  
DICIEMBRE, 2008