

**NORMA
VENEZOLANA**

**COVENIN
3621:2000**

**DISEÑO SISMORRESISTENTE
DE INSTALACIONES INDUSTRIALES**

(Provisional)

MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCIÓN GENERAL SECTORIAL DE EQUIPAMIENTO URBANO

FUNVIS FUNVISIS



FONDONORMA

PRÓLOGO

La presente norma fue elaborada de acuerdo a las directrices del Comité Técnico de Normalización **CT3 Construcción**, por el Subcomité Técnico **SC1 Edificaciones** y aprobada por **FONDONORMA** en la reunión del Consejo Superior N° 2000-07 de fecha **26/07/2000** con carácter provisional.

En la elaboración de esta norma participaron las siguientes entidades: Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, FUNVISIS; Petróleos de Venezuela, S.A., PDVSA; Ministerio de Infraestructura, MINFRA; Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad, FONDONORMA.

Esta Norma Venezolana COVENIN-MINDUR es equivalente a las Especificaciones PDVSA N° JA-221.

(Provisional)



MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCIÓN GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS



1 ÍNDICE

1	OBJETIVO	1
2	REFERENCIAS NORMATIVAS	1
3	TERMINOLOGÍA	2
	3.1 Definiciones	2
	3.2 Notación	3
4	REQUISITOS GENERALES	5
	4.1 Estrategia de diseño	5
	4.2 Estudios de sitio	5
	4.3 Mediciones y ensayos con fines de evaluación	5
	4.4 Superposición con otras acciones	5
5	CLASIFICACIÓN DE LOS RIESGOS	6
	5.1 Escala de referencia	6
	5.2 Casos dudosos	6
	5.3 Riesgos temporales	6
6	TERRENOS DE FUNDACIÓN	6
	6.1 Selección de la forma espectral y del factor ϕ	7
	6.2 Casos especiales	8
	6.3 Fundaciones, muros y taludes	8
7	ACCIONES SÍSMICAS	8
	7.1 Mapas de amenaza sísmica	8
	7.2 Aceleración horizontal máxima del terreno	8
	7.3 Espectro de respuesta elástica	8
	7.4 Historias de aceleraciones	11
	7.5 Componentes del movimiento	11
	7.6 Desplazamientos permanentes de fallas activas	11
	7.7 Otras acciones sísmicas	12
8	ESPECTROS DE DISEÑO	12
9	1.1 MODELADO	13
	9.1 Instalaciones soportadas sobre estructuras	13
	9.2 Masas	13
	9.3 Propiedades mecánicas	13
10	MÉTODOS DE ANÁLISIS	14
	10.1 Criterios generales	14
	10.2 Métodos de análisis dinámico para sistemas elásticos	14
	10.3 Métodos estáticos para análisis elástico	15
	10.4 Método de análisis inelástico	17
	10.5 Ambito de aplicación	17
11	COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DEBIDOS A LA ACCIÓN DE LAS TRES COMPONENTES SÍSMICAS	18
12	2 ELEMENTOS ESPECIALES DE PROTECCIÓN SÍSMICA	18
	12.1 General	18
	12.2 Propiedades mecánicas	18
	12.3 Análisis	18
13	INSTALACIONES EXISTENTES	19
	13.1 Propósito y alcance	19
	13.2 Niveles de adecuación	19
	13.3 Información requerida	19
	13.4 Criterios generales para la evaluación de instalaciones existentes	19
	BIBLIOGRAFÍA	20
	ANEXO A: COMENTARIOS	21
	ANEXO B	36
	ANEXO C	38
	REFERENCIAS A LOS COMENTARIOS	39

INTRODUCCIÓN

Por iniciativa de la Comisión Ad-Hoc designada por la Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, **FUNVISIS**, para la preparación y discusión del texto final de la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1756:1998 *Edificaciones sismorresistentes*, integrada por los siguientes profesionales: Arnaldo Gutiérrez, Denis Rodríguez, Heriberto Echezuría, José Grases (coordinador), Jorge González (secretario), Oscar Andrés López, Wiliam Lobo Q. y Manuel Paga (asesores); la Comisión Permanente de Normas Técnicas del Ministerio del Desarrollo Urbano, **MINDUR**, tramitó, revisó y aprobó la presente *Especificación PDVSA N° JA-221* para que sea considerada por el Comité Técnico de Normalización CT3 CONSTRUCCIÓN, y aprobada por el Consejo Superior de **FONDONORMA** para su adopción como Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 3621 *Diseño sismorresistente de Instalaciones Industriales*. La presente norma forma parte integrante del Manual de Ingeniería de Diseño de Petróleos de Venezuela, S.A., **PDVSA**.

Por la Comisión Permanente de Normas Técnicas del MINDUR:

Salomón Epelboim

Arnaldo Gutiérrez

César Carreño

Carmen Lobo de Silva.

Caracas, 24 de agosto de 1999.

La presente Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 3621:2000, **PROVISIONAL** por el período de un año, contado a partir de la fecha de su publicación en Gaceta Oficial, a fin de obtener y procesar las observaciones que su uso ocasione.

Todas las consultas, así como las observaciones que surjan durante este periodo de un año, deben enviarse por escrito y debidamente documentadas, según las pautas establecidas en el Anexo B de la presente Norma Venezolana, a cualquiera de los siguientes entes:

- **Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas, FUNVISIS:**

Prolongación Calle Mara, El Llanito, Caracas, 1070;

Fax: (02) 257.99.77; e-mail: dptoct@funvisis.internet.ve

Atención: Dr. José Grases, Coordinador de la Comisión Ad-Hoc ó

Ing. Nuris Orihuela, Presidenta de FUNVISIS.

- **Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad, FONDONORMA:**

Final Av. Andrés Bello, Torre Fondo Común, Pisos 11 y 12, Caracas;

Apartado Postal 51116, Caracas 1050 – A, Venezuela;

Fax: (02) 574.13.12; e-mail: hvivas@fondonorma.org.ve

Atención: Ing. Humberto Vivas Pérez, Coordinador Comités Técnicos de Normalización del Sector Construcción

**NORMA VENEZOLANA
DISEÑO SISMORRESISTENTE
DE INSTALACIONES INDUSTRIALES**

**COVENIN
3621:2000**

1 OBJETIVO

1.1 Esta Norma Venezolana establece las disposiciones generales de análisis y diseño sismorresistente para instalaciones industriales –petroleras y no petroleras– ubicadas dentro del territorio nacional.

1.2 Esta Norma no incluye edificaciones, cuyo análisis y diseño se regirá por la Norma Venezolana COVENIN 1756.

1.3 En el Anexo A, a esta Norma Venezolana se incluyen comentarios que explican su contenido.

2 REFERENCIAS NORMATIVAS

Las siguientes normas contienen disposiciones que al ser citadas en este texto, constituyen requisitos de esta Norma Venezolana. Las ediciones indicadas estaban en vigencia en el momento de esta publicación. Como toda norma está sujeta a revisión se recomienda a aquellos que realicen acuerdos en base a ellas, que analicen la conveniencia de usar las ediciones más recientes de las normas citadas seguidamente:

2.1 Normas Venezolanas COVENIN

COVENIN 1618:1998 Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites

COVENIN 1753:1987 Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño

COVENIN 1756:1998 Edificaciones sismorresistentes

COVENIN 2002:1988 Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones

COVENIN 2003:1989 Acciones del viento sobre las construcciones

COVENIN 3622:2000 Diseño sismorresistente de recipientes y estructuras

COVENIN 3623:2000 Diseño sismorresistente de estructuras en aguas lacustres y someras

COVENIN 3624:2000 Diseño sismorresistente de tanques metálicos.

2.2 Guías de Ingeniería PDVSA

Manual de ingeniería de diseño, Volumen 18, Especificaciones de Ingeniería, PDVSA

90615.1.008 Fundaciones para recipientes horizontales

90615.1.013 Cargas sísmicas en recipientes verticales, chimeneas y torres.

2.3 Otras Normas

Hasta tanto no se aprueben las Normas Venezolanas COVENIN respectivas, se deben consultar los documentos siguientes:

2.3.1 AISC

LFRD Manual of Steel Construction. Load & Resistance Factor Design

ASD Manual of Steel Construction. Allowable Stress Design.

2.3.2 ACI

2.3.3 Building Code Requirements for Structural Concrete.

3 TERMINOLOGÍA

3.1 Definiciones

3.1.1 Acelerograma

Registro de la variación en el tiempo de las aceleraciones del movimiento del terreno en un punto y en una dirección.

3.1.2 Amortiguamiento

Capacidad de los materiales y sistemas de disipar energía. No incluye la disipación por incursiones en el rango inelástico.

3.1.3 Análisis dinámico

Análisis para determinar la respuesta ante solicitaciones dinámicas. Con frecuencia en las normas se hace referencia al análisis realizado con base en un espectro de diseño, tomando en cuenta las propiedades modales de la estructura y obteniendo la respuesta mediante la combinación de los valores correspondientes a cada modo.

3.1.4 Carga permanente

Es la debida al peso de todos los componentes estructurales, así como los sistemas y componentes no estructurales permanentes tales como tuberías, plataformas, bandejas y equipos fijos.

3.1.5 Carga de servicio

Es una combinación de cargas probables en condiciones normales de servicio, que la estructura debe ser capaz de resistir con sus elementos estructurales sometidos a esfuerzos admisibles, inferiores a su capacidad real.

3.1.6 Cedencia

Condición caracterizada por la plastificación de por lo menos la región más solicitada del sistema resistente a sismos, tal como la formación de la primera rótula plástica en un componente importante del mismo.

3.1.7 Coeficiente sísmico

Es el cociente entre la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel de base (corte basal) y el peso total por encima del mismo.

3.1.8 Demanda de ductilidad

Es la exigencia de ductilidad que se origina en la estructura cuando está sujeta a los movimientos sísmicos de diseño aquí estipulados, (véase Ductilidad y Factor de Ductilidad).

3.1.9 Ductilidad

Es la capacidad que poseen los componentes de un sistema estructural de hacer incursiones alternantes en el dominio inelástico, sin pérdida apreciable en su capacidad resistente, (véase Factor de Ductilidad).

3.1.10 Espectro de diseño

Es aquel espectro asociado a sismos de diseño, en el cual se ha incorporado el factor de reducción de respuesta correspondiente al sistema resistente a sismos.

3.1.11 Espectro de respuesta

Define la respuesta máxima de osciladores de un grado de libertad y de un mismo amortiguamiento, sometidos a un acelerograma dado, expresado en función del período.

3.1.12 Estudio de sitio

Evaluación de la amenaza sísmica tomando en consideración las condiciones locales del sitio.

3.1.13 Factor de ductilidad

Es un valor que describe la ductilidad global que puede tolerar el sistema resistente a sismos manteniendo su integridad; este factor cuantifica la relación entre los desplazamientos máximos reales y los desplazamientos calculados suponiendo un comportamiento elástico lineal de la estructura.

3.1.14 Factor de reducción de respuesta

Es el factor que divide las ordenadas del espectro de respuesta elástica para obtener el espectro de diseño.

3.1.15 Grado de riesgo

Escala de clasificación de riesgos que depende del número de personas expuestas, de las eventuales pérdidas económicas y del impacto ambiental como consecuencia de falla o mal funcionamiento de la estructura.

3.1.16 Nivel de base

Es el nivel de la estructura donde se admite que las acciones sísmicas se transmiten a ella.

3.1.17 Amenaza sísmica

Cuantifica la probabilidad de ocurrencia de eventos sísmicos futuros que pueden afectar en forma adversa la integridad de las instalaciones y de sus ocupantes.

3.1.18 Período medio de retorno

Duración media entre ocurrencias de un evento determinado.

3.1.19 Probabilidad de excedencia

Probabilidad de que un nivel específico del movimiento del terreno, o un nivel de efectos económicos o sociales causados por el sismo, sea excedido en un lugar o región durante un lapso de tiempo determinado.

3.1.20 Seiche

Oscilación de cierta amplitud del agua en lagos, debido al efecto de sismos distantes.

3.1.21 Vida útil

Número de años representativos del tiempo de servicio probable de una instalación.

3.2 Notación

Los subíndices i y j son utilizados para indicar juntas o niveles cualesquiera; para el último nivel se reserva la letra N. Las unidades se especifican sólo en aquellos casos donde su uso es obligatorio.

A_d es la ordenada del espectro de diseño expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;

A_0 es la aceleración horizontal máxima del terreno expresada como fracción de la aceleración de la gravedad;

CP son los efectos debidos a cargas permanentes;

CV son los efectos debidos a cargas variables de servicio y de operación, incluidos efectos térmicos, presión interna y eventuales vibraciones en régimen de operación;

D es el factor de ductilidad;

F_i es la fuerza lateral en la junta i ;

f_i es la fuerza lateral en la junta i , para el cálculo del período;

H es la profundidad a la cual se consigue material con velocidad de las ondas de corte, V_s , mayor que 500 m/s;

H_1 es la profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato, $(m) \geq 0,25 H$;

- M_s es la magnitud Richter determinada a partir de la amplitud de ondas superficiales;
- N es el número de juntas donde se han concentrado los pesos de la estructura;
- P^* es la probabilidad de que la aceleración del terreno exceda el valor a , en t años;
- R es el valor máximo de respuesta dinámica;
- S son los efectos del sismo, incluyendo las tres componentes sísmicas, debidamente combinadas;
- T es el período fundamental de la estructura, en segundos. También denominado período de retorno;
- T° es el valor del período que define parte del aspecto elástico normalizado, en segundos;
- T^+ es el menor valor del período en el intervalo donde los espectros de diseño tienen un valor constante, en segundos;
- T^* es el valor máximo del período en el intervalo donde los espectros elásticos normalizados tienen un valor constante, en segundos;
- V_0 es la fuerza cortante en la base (corte basal);
- V_{sp} es la velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico, (m/s);
- W es el peso total de la estructura por encima del nivel de base;
- W_i es el peso concentrado en la junta i ;
- a es la aceleración máxima del terreno; (cm/s^2);
- a^* es la aceleración característica de la amenaza sísmica en cada localidad, (cm/s^2);
- \bar{d} es el desplazamiento máximo en fallas activas, (cm);
- g es la aceleración de gravedad igual a 981 gals;
- gal es el valor $1,0 \text{ cm/s}^2$;
- h es la altura;
- P_1 es la probabilidad anual de excedencia. Es igual al inverso del período de retorno;
- q es el coeficiente que afecta los efectos de la acción sísmica;
- t es la vida útil o vida económica asignada a la instalación, (años);
- β es uno de los parámetros que definen la forma de los espectros;
- β^* es el factor de amplificación espectral;
- φ es el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal;
- γ es el valor característico de la amenaza sísmica en cada localidad;
- ξ es el amortiguamiento referido al crítico.

4 REQUISITOS GENERALES

4.1 Estrategia de diseño

4.1.1 En esta Norma Venezolana se incorpora la naturaleza dinámica de la acción sísmica y de la respuesta estructural. Esta es cuantificada por procedimientos que poseen diferentes grados de complejidad en función de las características propias de la instalación. Véase A.2.1.

4.1.2 Los diseños realizados de acuerdo con la presente Norma Venezolana se fundamentan en la selección de acciones sísmicas que dependen del desempeño de la instalación y de su eventual mal funcionamiento. La aplicación de esa estrategia admite, en ciertas estructuras, incursiones moderadas en el rango de deformaciones inelásticas. Como consecuencia se permite el diseño para espectros reducidos.

4.1.3 El fundamento del diseño sismorresistente, basado en espectros reducidos por ductilidad, está en lograr una estructura que tenga un comportamiento tan dúctil como el supuesto al seleccionar el factor de ductilidad. En este sentido, las verificaciones deben estar orientadas a eliminar la posibilidad de fallas frágiles.

4.1.4 Se debe verificar que los desplazamientos totales de la estructura, los cuales incluyen la eventual componente inelástica, no excedan los valores permisibles asignados a cada instalación de manera de proteger su integridad y la de las instalaciones adyacentes.

4.2 Estudios de sitio

Las acciones sísmicas establecidas en esta Norma Venezolana, son de aplicación tanto para el diseño de nuevas instalaciones, como para la adecuación de existentes, en el ámbito del territorio nacional. En caso de instalaciones importantes o en la cercanía de fallas activas, se deben llevar a cabo estudios de sitio en los cuales se hayan incorporado tanto la amenaza sísmica como las características propias de los subsuelos locales. Véase A.2.2.

4.3 Mediciones y ensayos con fines de evaluación

Cuando así se requiera, para la evaluación de cualquier instalación se deben realizar mediciones y ensayos conducentes a la determinación de las propiedades mecánicas (estáticas y dinámicas) de dicha instalación o de algunas de sus partes. Igualmente, se deben ejecutar los estudios geotécnicos que se requieran para determinar las características del subsuelo en el sitio. Véase A.2.3.

4.4 Superposición con otras acciones

Con fines de diseño y/o de verificación, los efectos de la acción sísmica se deben superponer a los de otras acciones (véase A.2.4); en la forma que se establece a continuación:

$$mCP + nCV \pm qS \quad (1)$$

donde:

CP son los efectos de las cargas permanentes;

CV son los efectos de las cargas de servicio y de operación, incluidos efectos térmicos, presión interna y eventuales vibraciones en régimen de operación;

S son los efectos del sismo, incluyendo las componentes sísmicas combinadas, (véase Capítulo 11);

m y n son los coeficientes que dependen del método empleado en el diseño de miembros: pueden incorporar los efectos de la componente vertical del sismo. Estos coeficientes están establecidos en las normas de diseño correspondientes;

q es 1,0 cuando se usen métodos basados en estados últimos. Para el caso particular de los sistemas contra incendio se debe adoptar $q = 1,2$.

Se pueden utilizar como mínimo las dos combinaciones siguientes de la Ecuación (1):

$$1,1 (CP) + 1,0 (CV) \pm 1,0 (S) \quad (1a)$$

$$0,9 (CP) \pm 1,0 (S) \quad (1b)$$

5 CLASIFICACIÓN DE RIESGOS

5.1 Escala de referencia

5.1.1 Toda instalación a ser diseñada y/o revisada debe clasificarse de acuerdo con la Escala de Clasificación de Riesgos que se da en la Tabla 1. Para ello se debe seleccionar el Grado de Riesgo asociado con el renglón de consecuencias más desfavorables descritas en dicha Tabla 1. Véase A.3.1.

5.1.2 Cuando la falla de la estructura, equipo u otro componente afecte otra cercana de mayor Grado de Riesgo, se debe emplear para ambas el riesgo de esta última.

Tabla 1. Escala de clasificación de riesgos y probabilidades anuales de excedencia de los movimientos del terreno (P_1)

Grado de Riesgo	Condiciones	P_1 (10^{-3})			
	Número de personas expuestas	Pérdidas económicas	Impacto ambiental		
		Materiales	Lucro cesante		
A	Pocas (< 10)	Limitado a la instalación	Despreciable	Poco o Nulo	≤ 2
B	Importante (11 a 100)	La instalación y alguna vecina	Significativo. Entre 1 y 50 MMUS\$	Recuperación $n \leq 3$ años	≤ 1
C	Elevado número de personas (100 a 500)	La instalación y numerosas vecinas	Entre 50 y 250 MMUS\$	Recuperación n 3 a 10 años	$\leq 0,5$
D	> 500 personas	De naturaleza catastrófica	> 250 MMUS\$	Irreversible	$\leq 0,1$

5.2 Casos dudosos

Cuando se presenten dudas en la selección del Grado de Riesgo, se debe adoptar el grado de mayor riesgo (véase A.3.2).

5.3 Riesgos temporales

5.3.1 Cuando se trate de instalaciones de servicio temporal, menos de tres (3) años, que clasifican dentro del Grupo A se permite un valor no mayor que $P_1 = 5 \times 10^{-3}$. En caso de otros Grados de Riesgo se deben aplicar los valores de la Tabla 1.

5.3.2 Para períodos de exposición muy cortos, por ejemplo en caso de reparación, los valores de diseño deben ser justificados por estudios especiales de riesgo.

6 TERRENOS DE FUNDACIÓN

Esta Norma Venezolana considera cuatro (4) formas espectrales tipificadas (S1 a S4) y un factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal (ϕ), los cuales dependen de las características del perfil geotécnico del terreno de fundación. Véase A.4.

6.1 Selección de la forma espectral y del factor ϕ

La forma espectral y el factor ϕ se deben seleccionar de la Tabla 2, donde:

H es la profundidad a la cual se consigue material con velocidad de ondas de corte, V_s , mayor que 500 m/s;

H_1 es la profundidad desde la superficie hasta el tope del estrato blando, (m): $\geq 0,25 H$;

V_{sp} es la velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico, (m/s);

ϕ es el factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal.

Véase A.4.1.

Tabla 2. Forma espectral tipificada y factor ϕ

Material	V_{sp} (m/s)	H (m)	Forma espectral	ϕ
Roca sana / fracturada	> 700	Cualquiera	S1	0,85
Roca blanca o Moderadamente meteorizada	> 400	< 50	S1	0,95
		< 50	S2	0,95
Suelos muy duros o muy densos	> 400	< 30	S1	0,90
		30-50	S2	0,95
		> 50	S3	1,00
Suelos duros o densos	250-400	1	S1	0,90
		15-50	S2	0,95
		50-70	S3 ^(b)	1,00
		> 70	S4	1,00
Suelos firmes / medio denso	170-250	≤ 50	S2 ^(c)	1,00
		> 50	S3 ^(b)	1,00
Suelos blandos / sueltos	< 170	≤ 15	S2 ^(c)	1,00
		> 15	S3 ^(b)	1,00
Estratos blandos intercalados con otros suelos más rígidos ^(a)	< 170	< H_1	S2	1,00
		> H_1	S3	0,90

(a) El espesor de los estratos debe ser mayor que 0,1 H.
 (b) Si $A_o \leq 0,15$, úsese S4
 (c) Si $A_o \leq 0,15$, úsese S3

6.2 Casos especiales

Cuando existan suelos cuya resistencia se degrade o que experimenten cambios volumétricos bajo la acción de la sollicitación sísmica, se deben realizar estudios particulares para evaluar la respuesta dinámica del perfil y establecer la forma espectral y el coeficiente de aceleración horizontal a utilizar en el diseño. Los modelos utilizados para los análisis deben reflejar los cambios en las propiedades de dichos suelos por el efecto de la carga cíclica. Véase A.4.2.

6.3 Fundaciones, muros y taludes

Al respecto se deben seguir los criterios estipulados en la Norma Venezolana COVENIN 1756, aplicando las acciones sísmicas establecidas en el Capítulo 6 de dicha Norma.

7 ACCIONES SÍSMICAS

7.1 Mapas de amenaza sísmica

7.1.1 A los fines del diseño y verificación de instalaciones, se deben utilizar los mapas de amenaza sísmica de las Figuras 1 y 2. En dichos mapas se deben leer respectivamente los valores de a^* y γ correspondientes al sitio de interés; en caso necesario pueden efectuarse interpolaciones lineales. Véase A.5.1.

7.1.2 La aplicación de las opciones dadas en la sección 7.2 está limitada a períodos medios de retorno entre 200 y 2.000 años; es decir: $5 \times 10^{-3} \geq P_1 \geq 0,5 \times 10^{-3}$. Cuando se trate de instalaciones de importancia excepcional o cuando clasifiquen como Grado de Riesgo D, se debe proceder a realizar estudios especiales (véase 4.2).

7.2 Aceleración horizontal máxima del terreno. Véase A.5.2.

7.2.1 Opción 1

La aceleración horizontal máxima del terreno (a), en cm/s^2 , se obtiene a partir de la Ecuación (2), (véase A.5.2.1):

$$a = a^* [-\ln(1 - P_1)]^{-1/\gamma} \quad (2)$$

donde:

P_1 es la probabilidad anual de excedencia dada en la Tabla 1;

a^* , γ son los valores obtenidos de los Mapas de Amenaza Sísmica dados en 7.1.

7.2.2 Opción 2

Cuando se establezcan los valores de P^* y t :

$$a = a^* \{[-\ln(1 - P^*)]/t\}^{-1/\gamma} \quad (3)$$

donde:

P^* es la probabilidad de excedencia durante el tiempo t ;

t es la vida útil de la instalación, en años;

a^* , γ son los valores obtenidos de los Mapas de Amenaza Sísmica dados en 7.1.

En la Ecuación (3), P^* se puede obtener a partir de la probabilidad anual (P_1): $P_1 = 1 - (1 - P^*)^{1/t}$ y ésta no debe ser mayor que la de la Tabla 1. La inversa de P_1 es igual al período medio del retorno (años). Véase A.5.2.2.

7.3 Espectro de respuesta elástica

Para cada forma espectral tipificada de subsuelo definido en el Capítulo 6 de la presente Norma Venezolana, los espectros de respuesta a utilizar en el análisis están dados en la Figura 3, (véase A.5.3), donde:

A_d es la aceleración espectral dividida por la aceleración de gravedad (g);

g es la aceleración de gravedad;

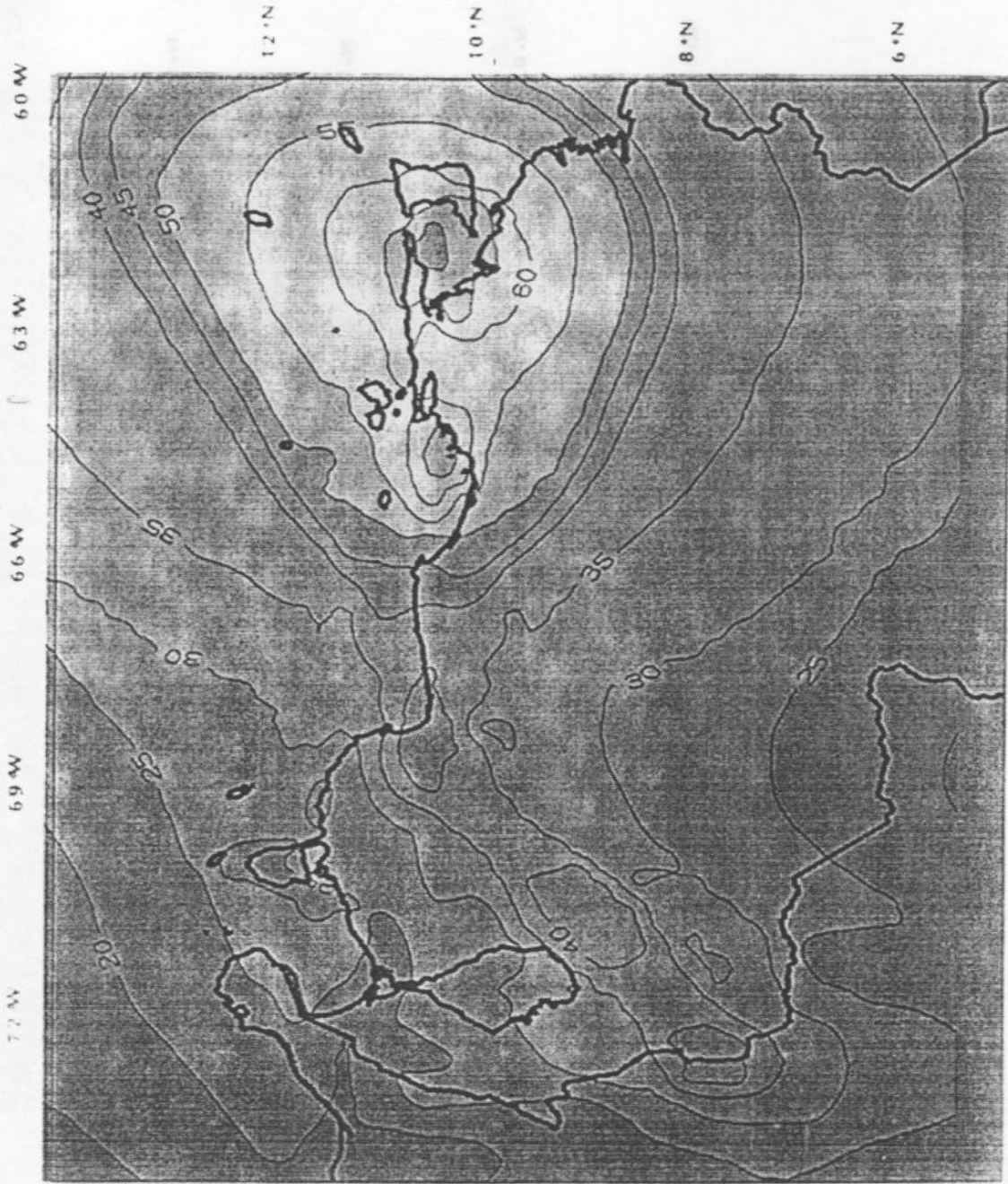


Figura 1. Mapa de amenaza sísmica, valores de a^*

A_c es el coeficiente de aceleración máxima del terreno. Es igual a la aceleración (a) determinada en 7.2 dividida por la aceleración de gravedad (g).

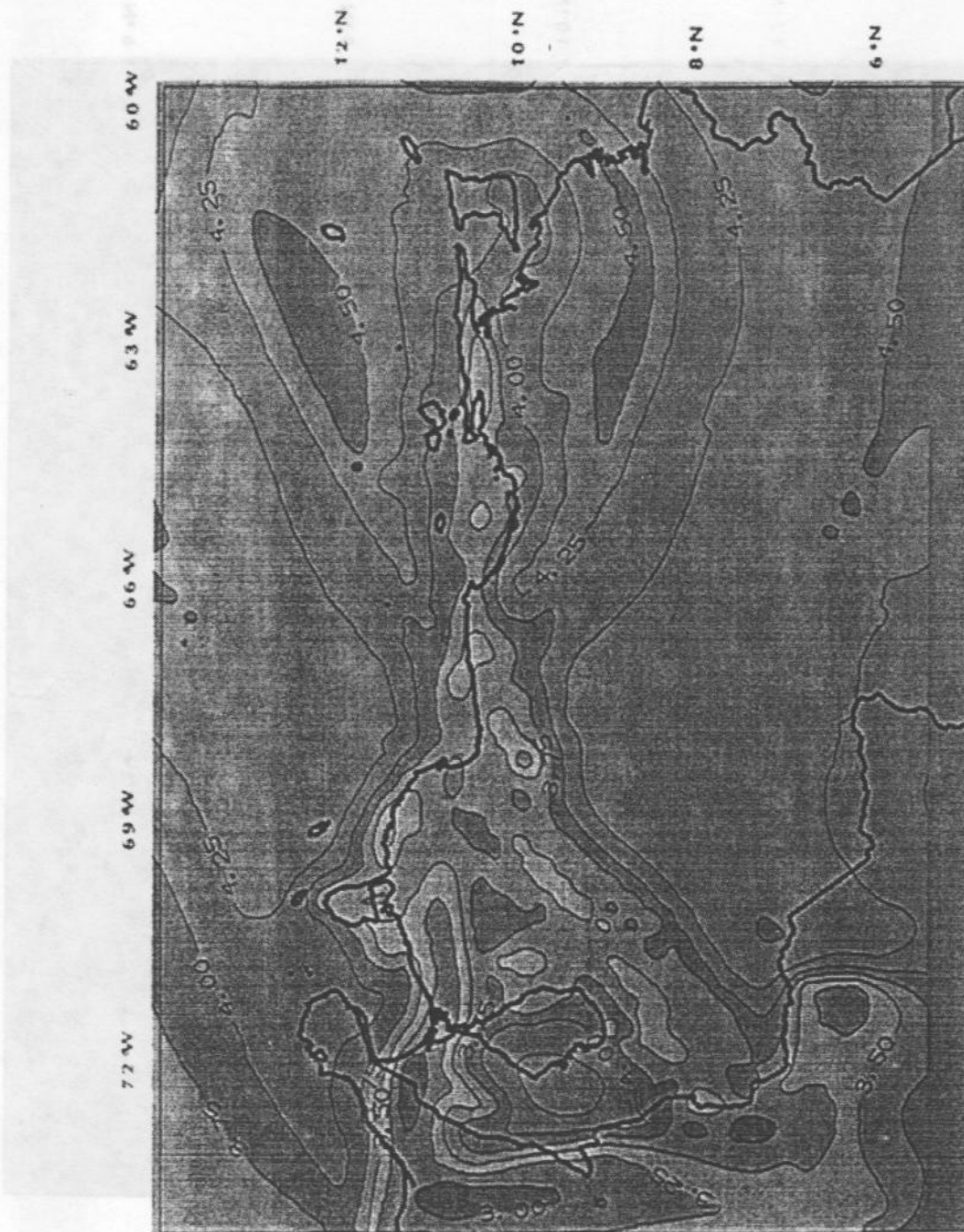
$$A_c = a / g$$

β , T^* . T^* dependen del perfil típico del subsuelo y se dan en la Tabla 3.

β^* es el factor de amplificación espectral que depende del amortiguamiento del sistema en consideración y viene dado por:

$$\beta^* = \frac{\beta}{2.3} (0.0853 - 0.739 \ln \xi) \quad (5)$$

donde ξ es el coeficiente de amortiguamiento referido al crítico. Estos coeficientes están establecidos en las Especificaciones de ingeniería para el diseño de estructuras y equipos específicos, véase 2.2.



Los espectros de respuesta elástica, son iguales a los espectros de diseño del Capítulo 8 para $D = 1$.

Figura 2. Mapa de amenaza sísmica, valores de γ

Tabla 3. Valores que definen la forma del espectro

Forma espectral	β	T° (s)	T^* (s)
S1	2,4	0,1	0,4
S2	2,6	0,20	0,8
S3	2,8	0,30	1,2
S4	3,0	0,40	1,6

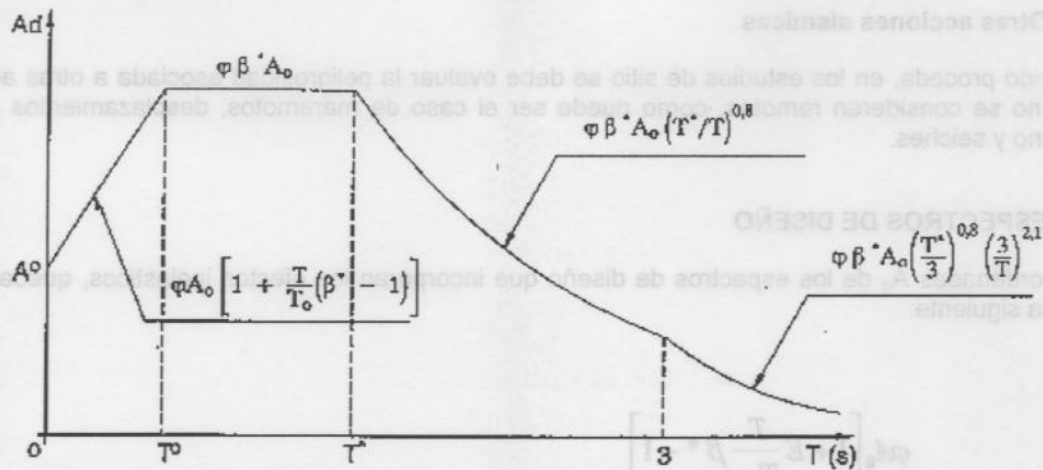


Figura 3. Espectro de respuesta elástica

7.4 Historias de aceleraciones

La acción sísmica puede ser definida en términos de historias de aceleraciones (acelerogramas) para cada una de las componentes ortogonales del movimiento. Para ello se pueden utilizar acelerogramas registrados o simulados. La intensidad de estos acelerogramas debe ser consistente con los espectros de respuesta elástica especificados en 7.3; en el rango de frecuencias características de la instalación considerada, las ordenadas del espectro de respuesta para el acelerograma seleccionado deben aproximarse conservadoramente a las ordenadas del espectro de respuesta especificado en 7.3. La duración total del acelerograma debe ser consistente con la intensidad de la acción sísmica prescrita. Véase A.5.4.

7.5 Componentes del movimiento

7.5.1 Los movimientos sísmicos de diseño actúan simultáneamente en tres (3) direcciones ortogonales entre sí: dos (2) direcciones horizontales y la dirección vertical. Sus efectos se combinan en la forma que se establece en el Capítulo 11. Véase A.5.5.

7.5.2 Cada una de las componentes horizontales queda descrita por el espectro de respuesta elástica especificado en 7.3. El espectro de la componente vertical es igual al espectro de las componentes horizontales multiplicado por 0,70. Cuando se trate de fundaciones profundas, la aceleración vertical del terreno se debe tomar igual a 0,70 del valor del coeficiente de aceleración horizontal máximo A_0 y el espectro de respuesta elástica correspondiente a las características del estrato prevaleciente en la punta de los pilotes.

7.5.3 Cuando la acción sísmica está definida en términos de historias de aceleraciones (véase 7.4), se recomienda que los acelerogramas en las tres (3) direcciones ortogonales sean estadísticamente independientes.

7.5.4 Cuando las dimensiones en planta del sistema de fundaciones de la estructura exceda los 60 metros, deben efectuarse análisis que consideren las componentes rotacionales del movimiento del terreno inducidas por los diferentes tiempos de llegada de las componentes traslacionales. Alternativamente, se puede omitir este análisis si se divide la estructura y su fundación, en porciones independientes que no superen los 60 metros de longitud.

7.6 Desplazamientos permanentes de fallas activas

El máximo desplazamiento permanente esperado en fallas tectónicas activas de tipo transcurrente (\bar{d}), como las que predominan en Venezuela, se debe calcular de acuerdo con la expresión siguiente:

$$\log \bar{d} = 0,5 M_s - 1,4 \quad 6 \leq M_s \leq 8 \quad (6)$$

donde (\bar{d}) viene dado en cm y M_s es la máxima magnitud Richter asociada a la falla en cuestión. La desviación estándar del ($\log \bar{d}$) es igual a 0,25.

7.7 Otras acciones sísmicas

Cuando proceda, en los estudios de sitio se debe evaluar la peligrosidad asociada a otras acciones sísmicas que no se consideren remotas, como puede ser el caso de maremotos, desplazamientos permanentes del terreno y seiches.

8 ESPECTROS DE DISEÑO

Las ordenadas A_d de los espectros de diseño que incorporan los efectos inelásticos, quedan definidas en la forma siguiente:

Si:

$$T < T^* : A_d = \frac{\varphi A_0 \left[1 + E \frac{T}{T^*} \beta^* - 1 \right]}{\left[1 + \left(\frac{T}{T^*} \right)^c (D - 1) \right]} \quad (7)$$

Si:

$$T^* \leq T \leq PT^* : A_d = \frac{\varphi A_0 \beta^*}{D} \quad (8)$$

Si:

$$T^* \leq T \leq 3 : A_d = \frac{\varphi A_0 \beta^*}{D} \left[\frac{T^*}{T} \right]^{0,8} \quad (9)$$

Si:

$$T > 3 : A_d = \frac{\varphi \beta A_0}{D} \left(\frac{T^*}{3} \right)^{0,8} \left(\frac{3}{T} \right)^{2,1} \quad (10)$$

donde:

A_d es la aceleración espectral dividida por la aceleración de gravedad (g);

T es el período de la estructura, en segundos;

A_0 es el coeficiente de la aceleración horizontal máxima del terreno, calculada en 7.2;

β^* , T_0 , T^* son los parámetros que definen el espectro de respuesta elástica (véase 7.3);

T^* es el período característico del espectro inelástico, dado en la Tabla 4;

D es el factor de ductilidad, dado en la Especificación de Ingeniería correspondiente a la instalación en referencia, véase 2.2.

$$c = \sqrt[4]{\frac{D}{\beta^*}} \quad (11)$$

Véase A.6.

Tabla 4. Valores de T^* (segundos)

$D < 5$	$0,1 (D - 1)$
$D \geq 5$	0,4
Se debe cumplir $T^0 \leq T^* \leq T'$	

9 MODELADO

El modelo matemático que se utilice para idealizar la estructura real debe simular adecuadamente sus propiedades tales como geometría, masas, dimensiones de miembros, materiales, etc. En particular, en el modelo se deben incluir todos aquellos componentes que, aún cuando sean considerados como no-estructurales, pueden influenciar las masas, rigideces y capacidad de disipación de energía de la estructura real.

9.1 Instalaciones soportadas sobre estructuras

En el caso de instalaciones soportadas sobre estructuras o no apoyadas directamente sobre el terreno, se debe incorporar en el modelo el conjunto estructura-instalación siguiendo los lineamientos de las secciones 9.2 y 9.3, salvo que se empleen espectros de piso debidamente justificados. Véase A.7.1.

9.2 Masas

9.2.1 En el modelo matemático se deben incluir todas aquellas masas que tengan carácter permanente, (véase A.7.2), tales como las de los miembros y componentes estructurales, equipos e instalaciones fijas, paredes y tabiques, pavimentos, rellenos, revestimientos y frisos, así como los materiales almacenados con carácter permanente (véase Norma Venezolana COVENIN 2002).

9.2.2 Igualmente, se incluirán las cargas variables correspondientes al nivel de operación. En ausencia de información para sobrecargas en áreas, se incluirá el 25% de las cargas de diseño definidas en la Norma Venezolana COVENIN 2002.

9.2.3 En el modelo, las masas deben ser distribuidas en forma discreta en un número suficiente de juntas de manera de aproximar su distribución real. Asimismo, el número de masas y los grados de libertad dinámicos asignados a cada una, deben permitir la presencia de los modos de vibración que tengan una contribución significativa a la respuesta dinámica.

9.2.4 En el caso de edificios con diafragmas horizontales de gran rigidez en su plano, las masas pueden ser concentradas en los centros de masa de cada diafragma, incluyendo la porción contribuyente de vigas, muros y columnas y elementos no-estructurales, para efectos de definir su respuesta dinámica ante las componentes horizontales del mismo.

9.2.5 En los casos de recipientes de líquidos, se debe evaluar la incidencia de los efectos hidrodinámicos inducidos por las oscilaciones del líquido.

9.3 Propiedades mecánicas

9.3.1 Las propiedades mecánicas corresponden a la estructura en su estado sin daños, asociadas a un modelo lineal y elástico. Los módulos de elasticidad y de deformación transversal son los previstos en las correspondientes normas de diseño. Sólo cuando se utilicen los métodos de análisis dados en la sección 10.4, se requieren las propiedades inelásticas de los elementos estructurales. Véase A.7.3.

9.3.2 En elementos de concreto armado, se acepta el uso de la inercia asociada a la sección agrietada siempre que se incluya la contribución de todos aquellos componentes, estructurales o no, que puedan tener incidencia en la rigidez global del sistema estructural.

9.3.3 El modelo matemático debe incorporar todas aquellas deformaciones de los miembros y sus juntas que tengan una influencia no despreciable en la respuesta sísmica, tales como las debidas a flexión, corte, fuerza axial y torsión.

9.3.4 Debe evaluarse la importancia que puedan tener las paredes y tabiques de relleno en la eventual modificación de la rigidez y resistencia de la estructura, e incorporarlas en el modelo matemático si tienen una influencia no despreciable. Atención especial amerita la presencia de paredes discontinuas que puedan dar lugar a situaciones de las denominadas de *columna corta* que deben ser evitadas en lo posible.

9.3.5 Los elementos que definen la vinculación entre la fundación y el terreno deben ser congruentes con la deformabilidad del suelo y de la estructura. Las propiedades mecánicas de los suelos deben obtenerse a partir de estudios de campo.

9.3.6 Los coeficientes de amortiguamiento están dados en las Especificaciones particulares de cada instalación, véase 2.2. Si no es el caso, éstos pueden determinarse mediante procedimientos experimentales o a partir de valores de sistemas similares. Para aquellas instalaciones que requieran de una evaluación de la seguridad, los coeficientes de amortiguamiento utilizados en el modelo matemático deben basarse en los resultados de ensayos. Si se conocen los diferentes valores de amortiguamiento para las componentes del sistema y se desconoce el valor del amortiguamiento del sistema completo, el modelo matemático debe incorporar el valor que conduzca a resultados conservadores.

10 MÉTODOS DE ANÁLISIS

10.1 Criterios generales

10.1.1 El análisis del sistema debe incorporar los efectos de las dos (2) componentes horizontales y de la componente vertical del movimiento sísmico actuando simultáneamente, calculados de acuerdo con los Capítulos 5, 6, 7 y 8 de esta Norma Venezolana.

10.1.2 En cada uno de estos métodos de análisis, se deben incluir los efectos P-Δ y se pueden incluir los efectos de la interacción suelo-estructura. Los desplazamientos totales se obtienen multiplicando por la ductilidad (D), los desplazamientos obtenidos del análisis elástico. Véase A.8.1.

10.2 Métodos de análisis dinámico para sistemas elásticos

En estos métodos, la estructura es modelada mediante un sistema lineal y elástico, con propiedades dinámicas (períodos y modos de vibración) correspondientes a los de la estructura con su rigidez inicial, teniendo presente las excepciones indicadas en 9.2. Véase A.8.2.

10.2.1 Análisis modal con espectro de respuesta

10.2.1.1 En este método de análisis, la máxima respuesta dinámica de la estructura se obtiene a partir de la combinación de las respuestas máximas en cada modo de vibración. Los períodos y modos de vibración se determinan con las rigideces elásticas según se indicó en 9.2. Véase A.8.2.1.

10.2.1.2 El número de modos (N_m) a incorporar debe ser tal que la suma de sus masas participativas no sea menor que el 90% de la masa total de la estructura, para cada una de las tres (3) componentes sísmicas traslacionales.

10.2.1.3 Todas las solicitaciones de interés en la estructura deben ser determinadas en cada uno de los modos de vibración y combinadas según describe a continuación.

El máximo valor de respuesta dinámica (R) ante la acción de una componente sísmica cualquiera, se determina combinando los valores máximos modales (R_i ó R_j) según el criterio de la combinación cuadrática completa.

$$R = \left\{ \sum_i^{N_m} \sum_j^{N_m} C_{ij} R_i R_j \right\}^{1/2} \quad (12)$$

donde: la doble sumatoria se efectúa para todos los N_m modos de interés. Debe señalarse que en la Ecuación (12) los valores R_i y R_j deben incluirse con su signo correspondiente.

C_{ij} es el coeficiente de correlación entre los modos i y j dado por:

$$C_{ij} = \frac{2(1+r)r^{1.5}}{100(1-r^2)^2 + r(1+r)^2} \quad (13)$$

donde: $r = T_j / T_i$ es el cociente entre los períodos de los modos i y j .

10.2.2 Análisis dinámico con acelerogramas

Se deben considerar como mínimo tres (3) acelerogramas para cada dirección de la acción sísmica. Cuando se utilice el método de análisis modal, el número de modos a incorporar debe ser tal que la suma de sus masas participativas no sea menor que el 90% de la masa total de la estructura. La máxima respuesta del sistema se puede obtener del promedio de las máximas respuestas para cada acelerograma. Los acelerogramas a usar deben satisfacer los requisitos especificados en 7.4. Véase A.8.2.2.

10.3 Métodos estáticos para análisis elástico

Los métodos de análisis estático se pueden emplear para determinar las fuerzas sobre la estructura debidas a las componentes horizontales del sismo, en los casos que se indican a continuación:

10.3.1 Sistemas rígidos

En estructuras o sistemas que por su rigidez se mueven en forma solidaria con el terreno, tales como compresores recíprocos o bombas fijadas a fundaciones masivas, las fuerzas sísmicas se obtienen del producto de su masa (W / g) por la máxima aceleración del terreno ($A_0 \cdot g$); el valor de A_0 se obtiene de la Ecuación (4), sección 7.3.

Esta fuerza debe distribuirse sobre los diversos componentes del sistema. Proporcionalmente a la distribución de sus masas. Véase A.8.3.1.

10.3.2 Sistemas flexibles

En estructuras de altura limitada y en aquellas donde se autoricen procedimientos simplificados, (véase A.8.3.2), se deben emplear uno de los dos (2) métodos que se dan a continuación:

10.3.2.1 Método simplificado

Las fuerzas sísmicas totales (V_0) se calculan de acuerdo con la expresión:

$$V_0 = \frac{\beta^* A_0}{\sqrt{2D - 1}} W \quad (14)$$

donde:

$$W = \sum_{i=1}^N W_i \quad (15)$$

W_i es el peso de cada nivel o de las partes en las que se ha dividido la estructura;

β^* es el valor a calcular según la Ecuación (5);

V_0 es la fuerza cortante en la base, en dirección horizontal;

A_0 es el coeficiente de la aceleración máxima del terreno (véase 7.3);

D es el factor de ductilidad, dado en la Especificación de Ingeniería correspondiente, (véase 2.2);

W es el peso total.

Las fuerzas laterales de diseño están dadas por la siguiente expresión:

$$F_i = V_0 \frac{W_i H_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (16)$$

donde:

- F_i es la fuerza lateral en el nivel o junta i ;
- h_j es la altura del nivel ó junta i respecto al nivel de base;
- N es el número de niveles o juntas.

10.3.2.2 Método estático equivalente

En este método, la acción sísmica se modela mediante un conjunto de fuerzas laterales aplicadas estáticamente, sobre las juntas en las cuales se ha concentrado el peso tributario de la misma.

- Período fundamental

El período fundamental de vibración se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$T = 2\pi \left\{ \frac{\sum_{i=1}^N w_i u_i}{g \sum_{i=1}^N f_i u_i} \right\}^{1/2} \quad (17)$$

siendo:

- T es el período fundamental, en segundos;
- N es el número de juntas que constituyen la estructura;
- w_i es el peso tributario asociado a la junta i ;
- f_i es la fuerza lateral estática actuando sobre la junta i , cuya magnitud está dada por la Ecuación (18);
- u_i es el desplazamiento lateral de la junta i debido a la aplicación del conjunto de N fuerzas estáticas definidas por la Ecuación (18);
- g es la aceleración de gravedad.

Las fuerzas laterales para el cálculo del período se determinan a partir de:

$$f_i = C \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \quad (18)$$

donde:

- h_i, h_j es la altura de la junta i ó j , medida con respecto al nivel de base de la estructura, o nivel de desplazamiento lateral nulo;
- C es la constante arbitraria, en unidades de fuerza. Por ejemplo, 1 t ó 1.000 kg. La suma de todas las fuerzas laterales f_i es igual al valor de la constante C ;
- f_i es la fuerza lateral en la junta i , para el cálculo del período.

- Fuerza cortante en la base

La fuerza cortante en la base de la estructura se determina a partir de la ecuación siguiente:

$$V_0 = \mu A_d W \quad (19)$$

donde:

A_d es la ordenada del espectro de diseño definida en el Capítulo 8 para el valor del período fundamental T calculado según la Ecuación (17);

W es el peso total de la estructura;

μ es el factor de reconciliación dinámica, dado por el mayor valor entre los calculados mediante las Ecuaciones (20) y (21);

$$\mu = 1,6 \left(\frac{NN + 9}{2NN + 14} \right) \quad (20)$$

$$\mu = 0,14 \left(\frac{T}{T^*} - 1 \right) + 0,70 \quad (21)$$

NN es el número total de niveles, donde se han concentrado los pesos;

T^* es el período característico del espectro de diseño definido en el Capítulo 8.

- Distribución vertical de fuerzas laterales

Las fuerzas laterales de diseño a ser aplicadas en cada junta de la estructura están dadas por la siguiente ecuación:

$$F_i = V_0 \frac{W_i H_i^{1,5}}{\sum_{j=1}^N W_j h_j^{1,5}} \quad (22)$$

F_i es la fuerza lateral aplicada en la junta i ;

i varía desde 1 hasta N ;

N es el número total de juntas;

$W_i W_j$ es el peso tributario asociado a la junta i ó j ;

$h_i h_j$ es la altura de la junta i ó j , medida con respecto al nivel de base;

V_0 es la fuerza cortante basal dada por la Ecuación (19).

10.3.3 Los efectos de la componente vertical deben incorporarse en el diseño de acuerdo con el procedimiento dado en el Capítulo 11.

10.4 Métodos de análisis inelástico

Estos métodos representan una opción más refinada de análisis, la cual se recomienda en aquellos casos de estructuras especiales en donde se desee una identificación más precisa de las zonas críticas y de un cálculo más realista de las demandas de ductilidad, tanto locales como globales, y de los mecanismos de falla de la estructura.

10.4.1 Análisis estático inelástico

La estructura es sometida a un vector de cargas laterales cuya magnitud se hace variar monótonicamente desde cero (0) hasta alcanzar la falla o estado último de la estructura. La distribución de estas cargas se obtiene de aplicar la Ecuación (18). Véase A.8.4.

10.4.2 Análisis dinámico inelástico

10.4.2.1 El movimiento sísmico se describe en términos de acelerogramas que satisfagan los requisitos dados en 7.4. Se debe usar un número no menor de tres (3) acelerogramas, independientes entre sí.

10.4.2.2 La estructura debe ser analizada mediante un procedimiento de integración directa de la ecuación diferencial que describe su respuesta dinámica (métodos paso a paso), para cada acelerograma. La respuesta dinámica probable se obtiene de promediar las respuestas obtenidas para todos los acelerogramas.

10.4.2.3 Los parámetros de respuesta a controlar son las demandas de ductilidad, la energía disipada y el número de ciclos inelásticos.

10.5 Ámbito de aplicación

El ámbito de aplicación de los Métodos de Análisis se indica en la norma particular para el diseño sismorresistente de cada instalación.

11 COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DEBIDOS A LA ACCIÓN DE LAS TRES COMPONENTES SÍSMICAS

Para determinar los efectos de la acción simultánea de las tres (3) componentes del sismo, puede utilizarse uno cualquiera de los dos (2) criterios siguientes, en donde se supone que cada componente sísmico está actuando según una de las direcciones principales de la estructura:

11.1 La sollicitación final de diseño en un punto y en una dirección debida a la acción simultánea de las tres (3) componentes del sismo, quedará definida como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las sollicitaciones correspondientes a cada una de las componentes del sismo. El resultado debe considerarse con ambos signos (positivos y negativos) para efectos de su combinación con otras acciones de diseño.

11.2 La sollicitación final de diseño debida a la acción simultánea de las tres (3) componentes del sismo, se obtiene de combinar los valores del 100% de la sollicitación debida a sismo en una (1) dirección, con el 30% de cada una de las sollicitaciones debidas a sismo en las otras dos (2) direcciones ortogonales. Este criterio implica la consideración de tres (3) casos correspondientes a la asignación del 100% en cada una de las tres (3) direcciones. En la combinación se deben considerar todos los signos posibles. Véase A.9.

12 ELEMENTOS ESPECIALES DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Son aquellos sistemas especialmente diseñados para ser incorporados dentro de la estructura con la función de reducir las fuerzas sísmicas sobre la misma; entre ellos se tienen los sistemas de aislamiento y los de disipación de energía, tanto los del tipo pasivo como los del tipo activo. Véase A.10.

12.1 General

12.1.1 El diseño de estructuras cuyo buen comportamiento reposa en el uso de estos elementos, debe garantizar la seguridad de la misma para movimientos sísmicos con una intensidad 30% mayor que las establecidas en esta Norma Venezolana.

12.1.2 Igualmente se debe verificar el buen funcionamiento de estos elementos cuando la estructura está sujeta a los vientos de diseño, (véase Norma Venezolana COVENIN 2003).

12.1.3 En la construcción se deben dejar los accesos necesarios para efectuar inspecciones periódicas de estos elementos.

12.2 Propiedades mecánicas

12.2.1 El comportamiento de estos elementos debe estar sustentado por ensayos que demuestren sus propiedades de rigidez y disipación de energía bajo cargas verticales y ante suficientes ciclos de deformaciones alternantes, así como su estabilidad en el tiempo y su buen comportamiento ante cambios de temperatura, incendio, fatiga, efectos geológicos, envejecimiento y exposición a sustancias químicas.

12.2.2 En particular, las propiedades de rigidez y amortiguamiento del elemento a utilizar en el diseño y análisis de la estructura, deben fundamentarse en ensayos hechos en una muestra seleccionada antes de la construcción. En estos ensayos, los elementos deben ser capaces de resistir las cargas y deformaciones

impuestas por un movimiento sísmico con una severidad 30% mayor que la indicada en esta Norma Venezolana.

12.3 Análisis

12.3.1 El cálculo de estructuras que incorporen estos elementos debe efectuarse mediante el uso de un método de análisis dinámico espacial cónsono con las propiedades lineales y no-lineales de los elementos y la estructura, incluyendo las tres (3) componentes traslacionales del sismo.

12.3.2 Para el cálculo de las fuerzas de diseño sobre la estructura se debe adoptar un factor de ductilidad D no mayor que $\frac{1}{2}$ del valor que resultaría de diseñar la estructura sin estos elementos, adoptándose la condición de máxima rigidez de los elementos. Para el cálculo de los desplazamientos, se debe adoptar la condición de mínima rigidez de los elementos.

13 INSTALACIONES EXISTENTES

13.1 Propósito y alcance

En este capítulo se establecen los criterios de evaluación estructural que deben seguirse para la adecuación, remodelación, rehabilitación, reforzamiento o reparación de una instalación existente.

Estos criterios deben aplicarse en conjunto con el resto de las prescripciones contenidas en esta Norma Venezolana, con la excepción de las modificaciones que aquí se introducen.

13.2 Niveles de adecuación

Las instalaciones que de acuerdo con el Capítulo 5 clasifiquen en el Grado de Riesgo C ó D, deben adecuarse para cumplir, como mínimo, todos los requisitos de esta Norma Venezolana.

Para los casos restantes, como alternativa pueden realizarse estudios costo-beneficio que justifiquen valores diferentes.

13.3 Información requerida

13.3.1 Cuando se disponga de documentos (planos, cálculos, registro de la construcción, etc.) de la estructura original, debe constatarse que dicho documento describa la instalación construida. Para ello deben efectuarse exploraciones en lugares representativos de la instalación.

13.3.2 Se debe investigar asimismo la historia de cualquiera solicitudes o acciones excepcionales sobrellevadas por la instalación para así definir su estado real, tales como: asentamientos, sobrecargas excesivas, estructurales, filtraciones, y modificaciones o reparaciones efectuadas en la obra.

13.3.3 Las propiedades mecánicas de los materiales se deben basar en los reportes de inspección y documentos de cálculo originales, que deben ser corroborados adecuadamente. En caso necesario, se debe proceder a efectuar las pruebas de campo que sean necesarias tales como las estipuladas en el Capítulo 17 de la Norma Venezolana COVENIN 1753, para el caso de concreto armado.

13.4 Criterios generales para la evaluación de instalaciones existentes

La evaluación sismorresistente de instalaciones existentes se debe regir entre otros, de acuerdo con los siguientes criterios generales:

13.4.1 Una vez definido el modelo para el análisis sismorresistente, se deben identificar las secciones críticas asociadas a los posibles mecanismos de falla. Se debe prestar particular atención a las posibles fallas prematuras de tipo frágil.

13.4.2 El valor de D asignado a la instalación debe justificarse en términos del comportamiento esperado, tomando en consideración información confiable sobre las condiciones reales de las propiedades de la estructura. Los valores de la ductilidad D establecidos en las normas para instalaciones similares, deben considerarse como valores máximos.

13.4.3 En la verificación de la seguridad para sistemas con $D > 1$, se debe dejar claramente expresado el mecanismo que controla la absorción y disipación de energía del sistema analizado.

13.4.4 Se debe tomar en consideración el estado actual de la construcción o instalación en los aspectos citados en 13.3.2.

13.4.5 Cuando, como resultado de la evaluación detallada, se compruebe la falla de algún elemento, se debe proceder a investigar el efecto que tenga sobre la estabilidad del sistema estructural en consideración. Si se concluye que la estabilidad queda comprometida, se pueden tomar las medidas de refuerzo pertinentes o, alternativamente, proceder al uso de modelos inelásticos, en conjunto con el Método de Análisis Dinámico con Acelerogramas (véase 10.2.2), a fin de evaluar, con mayor precisión, los daños esperados y la confiabilidad real del sistema existente.

BIBLIOGRAFÍA

PDVSA N° JA-221 Diseño sismorresistente de instalaciones industriales. Revisión general, febrero 1999. Manual de Ingeniería de Diseño, Volumen 18, Especificaciones de Ingeniería. Petróleos de Venezuela, S.A., PDVSA.

ANEXO A

COMENTARIOS

A.1 Alcance

Esta Norma Venezolana es general y puede ser aplicada a la mayoría de las estructuras e instalaciones industriales –petroleras y no petroleras- como tanques, plataformas costa afuera, muelles, recipientes, tuberías, etc. Las limitaciones correspondientes a casos específicos se dan en normas particulares para el diseño sismorresistente; en esta norma se indican las características propias de cada instalación y singularidades tales como: amortiguamientos, efectos hidrodinámicos, criterios para la verificación de la seguridad, ductilidades, etc.

Tomando en consideración la necesidad de adecuar las instalaciones industriales –petroleras y no petroleras- existentes, diseñadas y construidas con especificaciones sismorresistentes menos exigentes, se ha ampliado el ámbito de aplicación de esta Norma Venezolana al proyecto de refuerzos, modificación, y/o reparación de tales instalaciones.

La presente Norma Venezolana no es aplicable a instalaciones industriales –petroleras y no petroleras- fuera del territorio de Venezuela, a menos que la división propietaria solicite un estudio de amenaza sísmica, a fin de que los diseños finales tengan un riesgo no mayor que las instalaciones situadas en el país.

En general, el objetivo de la presente Norma Venezolana es el de establecer métodos y procedimientos para el diseño de instalaciones industriales –petroleras y no petroleras- contra acciones sísmicas intensas. Se tiende a minimizar así el riesgo de pérdidas de vidas, de pérdidas materiales y contaminación catastrófica. En la selección de los parámetros de diseño se ha intentado lograr grados comparables de riesgos de excedencia, independientemente de la localidad y de las condiciones del sitio.

Aún cuando los movimientos sísmicos de diseño no son necesariamente los más intensos que se puedan concebir en las áreas estudiadas, la probabilidad de excedencia durante la vida útil de las instalaciones se ha considerado suficientemente pequeña.

Bajo la acción de los sismos de diseño es previsible que ocurran algunos daños, generalmente limitados a elementos de fácil reparación. Para movimientos que excedan los valores de diseño, se persigue que la probabilidad de ruina o inestabilidad sea muy pequeña.

La selección adecuada de los movimientos del terreno debe entenderse como un complemento y no un sustituto de un buen diseño y ejecución, así como de una inspección cuidadosa.

A.2 REQUISITOS GENERALES

A.2.1 Estrategia de diseño

En concordancia con la filosofía de otras Normas (véase 4.1) las acciones sísmicas a considerar en el diseño dependen del desempeño esperado de la instalación y de las posibles consecuencias de su mal funcionamiento. De aquí que, por ejemplo, en el diseño de un tanque cilíndrico metálico de pared delgada, apoyado en el terreno, las acciones sísmicas dependerán de las consecuencias de desempeño: las acciones son distintas si éste almacena agua potable, agua contra incendios o productos inflamables (véase A.3.1). Estas diferencias son aún mayores si, como consecuencia de una eventual falla, hay un gran número de personas o propiedades amenazadas por una eventual catástrofe (véase Tabla 1, Grado de Riesgo). Como consecuencia de lo anterior, en aquellas instalaciones de mayor riesgo, se deben utilizar movimientos de diseño más intensos asociados a una menor probabilidad de excedencia, a fin de disminuir las probabilidades de alcanzar estados de falla durante su vida útil, (véanse Normas Venezolanas COVENIN 3622 y COVENIN 3623).

La experiencia de sismos pasados demuestra que bajo la acción de movimientos intensos, puede ser conveniente tolerar incursiones moderadas en el rango de deformaciones inelásticas. Estas, que constituyen daños limitados y reparables, son fuente de disipación de energía lo cual permite reducir la respuesta a las acciones dinámicas.

A.2.2 Estudios de sitio

Los mapas de amenaza sísmica constituyen una evaluación generalizada a nivel nacional, tomando en consideración la mejor información sismotectónica disponible (véase A.5.1). Los efectos del subsuelo local también se han establecido con base en condiciones generalizadas, que se dan en el Capítulo 6 de esta

Norma Venezolana. Por tal motivo, en instalaciones de singular importancia, estas acciones pueden ser sustituidas por aquellas que resultan de estudios, en los cuales se incorpore tanto la amenaza sísmica de la localidad, como las características particulares del subsuelo local. Igualmente, se deben evaluar otras acciones sísmicas posibles en el sitio, tales como maremotos, deslizamientos del terreno, etc.

A.2.3 Mediciones y ensayos con fines de evaluación

En la evaluación de instalaciones existentes, el modelado puede ser complementado en forma conveniente, por mediciones en el sitio. Son frecuentes las mediciones de períodos y/o amortiguamiento, bien sea bajo régimen de vibración ambiental, vibración libre o vibración armónica, así como la determinación de propiedades de los materiales.

A.2.4 Superposición con otras acciones

Los criterios de superposición establecidos son consistentes con los procedimientos especificados para el cálculo de los efectos debidos a sismos. Los factores de carga m y n dependen de los métodos de diseño ó de verificación a ser usados en cada caso, y están dados en las normativas correspondientes.

Las acciones sísmicas indicadas en esta Norma Venezolana están referidas al nivel de cedencia. Por tanto, en los métodos de dimensionamiento de secciones basados en estados últimos, los efectos de la acción sísmica no deben ser mayorados: $q = 1$. Para el caso particular de los sistemas contra incendio, sus fijaciones y soportes, se exige $q = 1,20$ para asegurar su operatividad. Cuando el requisito particular permita el empleo de métodos basados en esfuerzos admisibles, los efectos de la acción sísmica pueden ser reducidos: $q < 1$.

A.3 CLASIFICACIÓN DE RIESGOS

A.3.1 Escala de referencia

La definición del Grado de Riesgo que permite establecer la probabilidad de excedencia anual de la aceleración, se hace con base en las consecuencias de un accidente causado por el mal funcionamiento de la estructura. Estas consecuencias incluyen: las personas expuestas, las pérdidas económicas y el impacto ambiental, para lo cual se consideraron las Referencias 4.1 y 4.2.

En la selección del Grado de Riesgo es *obligatoria* la condición más desfavorable. Así, si una instalación amenaza a un número muy limitado de operarios, pero cuyo derrame pueda dar lugar a cuantiosas pérdidas económicas directas e indirectas, o generen un impacto ambiental desfavorable, debe ser clasificada dentro del grado de riesgo C ó D según sea el caso.

A.3.2 Casos dudosos

En situaciones insuficientemente definidas, o que puedan quedar sujetas a cambios importantes en el futuro cercano, al seleccionar el grado de riesgo es recomendable adoptar criterios conservadores.

A.4 TERRENOS DE FUNDACIÓN

Es un hecho reconocido que las condiciones locales del subsuelo pueden modificar las características de los movimientos del terreno, se ha comprobado en numerosos registros acelerográficos obtenidos tanto en superficie como a diferentes profundidades de depósitos aluvionales; las formas espectrales difieren sensiblemente, con lo cual los efectos esperados son también distintos (véanse Referencias 6.1, 6.2 y 6.3).

Resulta complejo incorporar la contribución de todos los factores que incluyen en el movimiento del terreno en un sitio dado, y se requiere un criterio cuidadoso para estimar sus efectos particulares. Entre los factores que afectan el contenido de frecuencias, las amplitudes y la duración del movimiento, se pueden mencionar los siguientes: la presencia de *depósitos aluvionales*, la *no homogeneidad entre los distintos estratos*, las *propiedades inelásticas de los suelos*, la *distancia de las fuentes* y la *topografía* del sitio (véanse Referencias 6.1, 6.2, 6.3 y 6.4). Los efectos inelásticos alcanzan a ser muy importantes bajo ciertas condiciones y pueden atenuar, en lugar de amplificar, los movimientos en la superficie respecto a los movimientos en el lecho rocoso.

La influencia del suelo local en las formas espectrales tipificadas dadas en 6.1 se considera independiente de la intensidad del movimiento y en consecuencia de la zona sísmica. En la medida en que los depósitos estén constituidos por suelos más blandos, se hace mayor la influencia de las componentes de período más largo del movimiento, especialmente en el rango de períodos entre 0,5 y 2,0 segundos.

A.4.1 Selección de la forma espectral y del factor ϕ

A.4.1.1 Características del perfil geotécnico y su respuesta dinámica

La respuesta dinámica de un depósito de suelo depende de las características del perfil geotécnico y de la zona sísmica donde el mismo está ubicado. En general, para fines de ingeniería resultan de interés las aceleraciones espectrales y la aceleración máxima en la superficie del terreno.

Ahora bien, a objeto de lograr la adecuada tipificación de la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, los espectros de respuesta se deben generalizar e idealizar de acuerdo con los parámetros inherentes al suelo y a la forma del depósito, los cuales controlan la respuesta dinámica. Es importante destacar que los conceptos de perfil geotécnico y forma espectral *no* deben ser considerados como sinónimos, debido a que muchos perfiles geotécnicos pueden tener respuestas similares o el mismo depósito puede tener respuestas diferentes ante sismos lejanos y cercanos.

En la Tabla A.1 se indican los dos (2) parámetros más importantes que controlan la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos, los cuales han permitido la tipificación de las formas espectrales. En la elaboración de dicha tabla se han tomado en consideración:

- (I) los efectos importantes observados durante terremotos ocurridos en los últimos 30 años;
- (II) lo establecido en las normas de otros países; y
- (III) los estudios más recientes sobre efectos de sitio en la respuesta dinámica de perfiles geotécnicos (véanse comentarios al Capítulo 5 de la Norma Venezolana COVENIN 1756).

En la Tabla A.1, la velocidad de las ondas de corte es el parámetro de mayor importancia para definir las características de la respuesta de un perfil, y se dan algunos valores característicos.

Tabla A.1 - Correlación de V_s con la compacidad y la resistencia a la penetración para suelos y rocas

Descripción del material	$N_1(60)$ (*)	Velocidad de propagación de ondas de corte (m/s)
Suelos blandos o sueltos (muy baja rigidez)	$N_1(60) < 10$	$V_s < 170$
Suelos firmes o medianamente densos (baja rigidez)	$10 \leq N_1(60) \leq 20$	$170 \leq V_s \leq 250$
Suelos duros o densos (medianamente rígidos)	$20 \leq N_1(60) \leq 50$	$250 \leq V_s \leq 400$
Suelos muy duros o muy densos (rígidos)	$N_1(60) > 50$	$V_s > 400$
Roca blanda	-	$V_s > 400$
Roca dura	-	$V_s > 700$

(*) $N_1(60)$ es el número de golpes del ensayo SPT corregido por confinamiento y eficiencia energética del equipo.

A.4.1.2 Formas espectrales tipificadas

Para la formulación de las formas espectrales tipificadas S1 y S4, incluidas en 6.1, se utilizaron además de espectros reales, otros obtenidos mediante la aplicación de modelos constitutivos y semi-empíricos de respuesta dinámica de perfiles geotécnicos (véanse Referencias 6.5, 6.6 y 6.7).

Las formas espectrales tipificadas S1 y S4 toman en cuenta los parámetros característicos incluidos en la Tabla 2 y otros tales como: la distancia epicentral, las propiedades sismo-elásticas locales, el tipo de suelo, la dirección de aproximación de las ondas sísmicas, la profundidad de los depósitos y la estratigrafía. Los análisis consideraron sismos provenientes de fuentes lejanas y cercanas, tanto reales como sintéticos.

A.4.1.3 Aceleración horizontal máxima en la superficie del terreno

Existen evidencias de que las condiciones geotécnicas locales, particularmente cuando están presentes suelos blandos, modifican la aceleración máxima en la superficie del terreno. Los valores del factor ϕ , fueron obtenidos a partir de análisis comparativos entre:

- (I) las aceleraciones en la superficie correspondientes a distintos estudios de amenaza sísmica, realizados con procedimientos analíticos similares pero con distintas leyes de atenuación, y
- (II) las aceleraciones en la superficie del terreno obtenidas con diferentes modelos para evaluar la amplificación por suelos blandos, (véase Referencia 6.8).

Para sitios muy próximos a fallas activas es necesario realizar estudios particulares ya que las aceleraciones, y por ende, los coeficientes de aceleración horizontal, podrían ser mayores que los establecidos en esta Norma Venezolana.

A.4.1.4 Determinación del promedio de las velocidades de las ondas de corte en perfiles geotécnicos

La velocidad de las ondas de corte es el parámetro más importante para la evaluación de la respuesta dinámica de los perfiles geotécnicos. En la Tabla A.1 se requiere la velocidad promedio del perfil V_{sp} la cual debe ser estimada en la forma que se indica a continuación:

El promedio ponderado de las velocidades de ondas de corte para un perfil geotécnico se debe calcular a partir de la sumatoria de los tiempos de viaje verticales en los diferentes estratos o substratos en el perfil. En caso que el perfil sea homogéneo o el espesor de los estratos sea muy grande y exista una variación significativa de las velocidades con la profundidad, se pueden definir substratos con base en las características o la distribución de las velocidades con la profundidad. El tiempo de viaje en cada estrato se denominará, $T_{e,i}$, y el mismo representa el tiempo promedio empleado por la onda en atravesarlo, de acuerdo con la ecuación básica:

$$T_{e,i} = h_{e,i} / V_{sp,i} \quad (A.1)$$

donde:

$h_{e,i}$ es el estrato; y

$V_{sp,i}$ es el promedio de la velocidad de las ondas de corte en ese estrato.

El tiempo promedio total de viaje de la onda a través del perfil es:

$$t_{pt} = \sum (h_{e,i} / V_{sp,i}) \quad (A.2)$$

y la velocidad promedio, V_{sp} , se obtiene como el cociente de la altura total del perfil, $H = \sum (h_{e,i})$, entre la sumatoria de los tiempos parciales de viaje por cada estrato:

$$V_{sp} = H / \sum (h_{e,i} / V_{sp,i}) \quad (A.3)$$

Las velocidades de las ondas de corte pueden ser medidas directamente o estimadas a partir de correlaciones empíricas con los ensayos SPT ó CPT, tomando la precaución de utilizar las correcciones necesarias según el caso. Cuando se trate de arcillas se pueden utilizar también correlaciones basadas en la resistencia al corte sin drenaje con la velocidad de las ondas de corte.

Es oportuno mencionar que las mediciones en sitio no excluyen la necesidad de realizar perforaciones geotécnicas, ya que ambos métodos son complementarios.

A.4.2 Casos especiales

Las formas espectrales indicadas en 7.3 de esta Norma Venezolana, tienen validez para depósitos de suelos estables y, por lo tanto, no son aplicables a depósitos de suelos susceptibles a licuarse. Por ello, estos suelos deben tratarse previamente para disminuir o suprimir su potencial de licuación antes de clasificarlos como alguno de los perfiles típicos, indicados en 6.1.

A.5 MOVIMIENTOS SÍSMICOS

A.5.1 Mapas de amenaza sísmica

Los mapas que se dan en las Figuras 1 y 2 son el resultado de la cuantificación probabilística de la amenaza sísmica fundamentada en la mejor información disponible para el año 1996, (véase mapa actualizado en la Norma Venezolana COVENIN 1756:1998). Es previsible que a medida que se amplíe la estadística sobre los movimientos fuertes del terreno debido a sismos locales, así como la comprensión de sus orígenes y la frecuencia de ocurrencia de grandes terremotos, (Terremoto de Cariaco, 1997), es necesario ajustar los valores y/o la forma de las curvas de las figuras mencionadas.

El procedimiento para el cálculo de la amenaza sísmica, contenido en esta Norma Venezolana difiere del procedimiento clásico utilizado comúnmente en diversas normas de diseño, en que permite la incorporación de un número mayor de variables que condicionan el valor de la aceleración máxima del terreno en el sitio de interés. En la formulación clásica, tal como se emplea en la Norma Venezolana COVENIN 1756, el usuario selecciona la aceleración de diseño a partir de un mapa de zonificación el cual está asociado a un período fijo de retorno del movimiento sísmico (lo cual equivale a fijar pares de valores (P^*, t) , siendo P^* la probabilidad de excedencia en la vida útil t de la obra. En la formulación de la presente Norma Venezolana COVENIN 3621, la presencia de los dos mapas asociados a los parámetros a^* y γ permite que la aceleración de diseño pueda ser determinada igual que en la formulación clásica o considerando diferentes períodos de retorno y vidas útiles. Siendo esta última opción más amplia y flexible que la anterior, se ha optado por mantener los dos mapas de zonificación en la presente Norma Venezolana. Ambos mapas han sido elaborados con nueva información sismotectónica desarrollada en el último lustro.

El análisis de los resultados del cálculo de la amenaza sísmica en términos de la aceleración máxima del terreno, revela que en el rango de valores de interés hay una relación aproximadamente lineal entre el logaritmo de la tasa anual de excedencia (λ) y el logaritmo de la aceleración máxima del terreno (a). Esto es:

$$\ln \lambda = q - \gamma \ln a \quad (\text{A.4})$$

donde:

q y γ son parámetros que caracterizan la amenaza sísmica de la localidad. La Ecuación (A.4) puede expresarse como:

$$\lambda = \left(\frac{a}{a^*} \right)^{-\gamma} \left(\frac{1}{\text{año}} \right) \quad (\text{A.5})$$

donde se ha introducido la variable a^* dada por:

$$a^* = e^{q/\gamma} \quad (\text{cm/s}^2) \quad (\text{A.6})$$

A.5.2 Aceleración horizontal máxima del terreno

Bajo la hipótesis de que el número de sismos ($N_{a,t}$) que en un período de t años excede un nivel especificado de aceleración (a), sigue una distribución de Poisson, la probabilidad de que en t años suceda por lo menos un evento con aceleración mayor o igual que " a ", viene dada por:

$$P [N_{a,t} > 0] = P^* = 1 - e^{-\lambda t} \quad (\text{A.7})$$

Sustituyendo λ por la Ecuación (A.5), se tiene:

$$P^* = 1 - e^{-t \left(\frac{a}{a^*} \right)^{-\gamma}} \quad (\text{A.8})$$

La probabilidad de excedencia P^* en t años, es una forma de cuantificar el riesgo sísmico de la instalación. Obsérvese que para $t = 1$, $P^* = P_1$ que representa la probabilidad de excedencia anual dada en la Tabla 1.

Hasta tanto no se avance más en el área de predicción de los sismos, se mantendrán modelos sin memoria. O sea, la selección del sismo de diseño es independiente de la actividad sísmica reciente, y se asocia a una probabilidad de excedencia constante. Obviamente, en el caso de fallas activas importantes, que no se han movido en un lapso de tiempo que se acerca o excede su período medio de retorno, este criterio no es

conservador; en la medida que se conozca mejor la sismicidad y se adelanten métodos válidos de predicción, las probabilidades de excedencia tenderán a variar con el tiempo.

En esta Norma Venezolana, se definen dos vías alternativas para el cálculo de la aceleración máxima del terreno, las cuales se describen a continuación:

A.5.2.1 Opción 1

Se define como parámetro fijo la probabilidad de excedencia anual (P_1) del movimiento sísmico, la cual viene dada en la Tabla 1 en función del Grado de Riesgo. Debe recordarse que el inverso de P_1 es el período (T) de retorno del movimiento: $P_1 = 1 / T$.

Además, la probabilidad de no-excedencia durante la vida útil (t) está dada por:

$$1 - P^* = (1 - P_1)^t \quad (A.9)$$

La aceleración de diseño está dada por:

$$a = a^* [- \ln (1 - P_1)]^{-1/\gamma} \quad (A.10)$$

Donde se observa que dicha aceleración es independiente de la vida útil (t) de la instalación y sólo depende de la zona sísmica (a^* y γ) y de P_1 (o su inverso el período de retorno T).

Debemos también destacar que la probabilidad de excedencia (P^*) durante la vida útil y la misma vida útil, están correlacionadas mediante la siguiente expresión:

$$P^* = 1 - (1 - P_1)^t \quad (A.9a)$$

de donde se desprende que P_1 está asociado a pares variables de valores de P^* y t.

Ejemplo 1:

Sea una zona sísmica definida por $a^* = 62$ y $\gamma = 3,6$. Sea una instalación con un valor prefijado de $P_1 = 0,002$ (o período de retorno de 500 años).

De la Ecuación (A.10) se obtiene la aceleración de diseño:

$$a = 348 \text{ cm/s}^2$$

Usando la Ecuación (A.9a) esta aceleración podemos asociarla a los siguientes pares de valores de vida útil y de probabilidades de excedencia:

Para t = 30 años $P^* = 0,0585$

Para t = 50 años $P^* = 0,0956$

Para t = 100 años $P^* = 0,182$

ó a cualquier otro par de valores.

Finalmente, conviene resaltar que dichos pares de valores corresponden al mismo período de retorno de 500 años.

A.5.2.2 Opción 2

En esta opción se define como parámetro fijo la probabilidad de excedencia (P^*) durante la vida útil de la obra. Conocida P^* , la aceleración máxima del terreno se obtiene a partir de las Ecuaciones (A.10) y (A.9a):

$$a = a^* [(- \ln (1 - P^*)) / t]^{-1/\gamma} \quad (A.11)$$

Donde se debe destacar que la aceleración de diseño sí depende de la vida útil (t) de la obra. Igualmente se debe mencionar que la probabilidad (P_1) de excedencia anual (o su inverso el período de retorno T) es también dependiente de la vida útil adoptada.

Ejemplo 2:

Sea la misma zona sísmica del ejemplo anterior, con $a^* = 62 \text{ cm/s}^2$ y $\gamma = 3,6$. Sea una instalación con un valor prefijado de $P^* = 0,10$. De la Ecuación (A.11) se obtienen las siguientes aceleraciones de diseño y periodos de retorno (T) para las tres vidas útiles (t) seleccionadas:

Para t = 30 años	a = 298 cm/s ²	T = 285 años
Para t = 50 años	a = 343 cm/s ²	T = 476 años
Para t = 100 años	a = 416 cm/s ²	T = 950 años

A.5.2.3 Comparación

En resumen, la *Opción 1* se fundamenta en fijar el valor del período de retorno del sismo, mientras que la *Opción 2* resalta el valor de la probabilidad de excedencia durante la vida útil. Comparando los resultados de los dos ejemplos presentados se puede apreciar que a igualdad de hipótesis, igualdad de resultados. Ambas opciones son teóricamente correctas (bajo la hipótesis del modelo de Poisson) y ellas han sido utilizadas como criterio de diseño sísmico en diversos países.

A título de ilustración, en la Tabla A.2 se presenta una síntesis de criterios que han sido aplicados en el diseño sismorresistente de varios tipos de obras en diversos países; el período medio de retorno indicado no es más que $1 / P_1$. Se aprecia en la tabla que en la medida que las posibles consecuencias de una falla o mal funcionamiento sean de naturaleza catastrófica, o que por su importancia convenga reducir la probabilidad de ruina, el valor de P_1 tiende a ser menor.

La estrategia anterior se refleja en los valores de la Tabla 1 de esta Norma Venezolana.

Tabla A.2 - Criterios aplicados en la selección de riesgos aceptables en el diseño sismorresistente (fuentes no indicadas)

Instalación o edificación a ser diseñada (1)	Probabilidad de excedencia anual (10^{-3})	Período medio de retorno (años) $= \frac{1}{P_1}$
Edificaciones ($\alpha = 1,0$)	2,1	475
Edificaciones ($\alpha = 1,25$)	1,1 a 0,7	900 a 1.430
Puentes ($\alpha = 1,0$)	1,75	570
Puentes ($\alpha = 1,25$)	0,76 a 0,51	1.300 a 1.970
Plataformas costa afuera, respuesta elástica	4,2	238
Plataformas costa afuera, verificación de estabilidad	0,40	2.490
Equipos eléctricos de alto voltaje; respuesta elástica	0,67 a 0,33	1.490 a 3.000
Represas	< 1,0	> 1.000
Estructuras críticas	1 a 0,1	1.000 a 10.000
Centrales nucleares. Parada automática por sismo	0,2 a 0,1	5.000 a 10.000
Instalación de gas licuado	0,1 a 0,001	10.000 a 1.000.000
Depósitos de desperdicios radio-activos; vida útil de 10.000 años	0,001 a 0,00001	1.000.000 a 100.000.000

A.5.3 Espectros de respuesta elástica

A continuación se ejemplifica el procedimiento establecido en esta subsección con la determinación del espectro de respuesta para el diseño de una instalación a ser proyectada en una localidad caracterizada por: $a^* = 45 \text{ gal}$, $\gamma = 3,2$ y suelo tipo S2 ($\varphi = 1,0$). De acuerdo con la Opción 2 dada en 7.2.2, la vida útil se ha fijado en 50 años y el valor de P^* se seleccionó igual a 0,07; el amortiguamiento del sistema es igual a 3%. Así, se tiene:

$$a = 45 \left[\frac{-\ln 0,93}{50} \right]^{-1/3,2} = 347 \text{ gal}$$
$$A_0 = a / g = 0,354$$

de la Tabla 3:

$$\beta = 2,6$$

$$T^0 = 0,20 \text{ s}$$

$$T^* = 0,85 \text{ s}$$

de la Ecuación (5):

$$\beta^* = \frac{2,6}{2,3} (0,0853 - 0,739 \ln 0,03) = 3,03$$

A.5.4 Historias de aceleraciones

En las normas empleadas usualmente en el diseño sismorresistente de *edificaciones*, así como en las correspondientes a *puentes*, las acciones sísmicas son generalmente especificadas por medio de espectros de respuesta reducidos por ductilidad. Se deja abierta la opción de justificar métodos de análisis en el dominio del tiempo, con acelerogramas.

En otro tipo de estructuras, por ejemplo *represas de tierra* ubicadas en sitios de elevada amenaza sísmica, la caracterización de la acción sísmica con base en acelerogramas es obligatoria a fin de tomar en consideración el carácter no lineal de su respuesta dinámica. En muchas estructuras, tales como las encontradas en *instalaciones industriales -petroleras y no petroleras-*, el uso de acelerogramas puede ser conveniente dado que suministra mayor información sobre la respuesta dinámica del sistema estructural.

Cuando se decida el empleo de acelerogramas en el diseño o evaluación de instalaciones *industriales -petroleras y no petroleras-*, se requiere utilizar un número no menor de tres (3), todos ellos cumpliendo lo estipulado en 7.4 de esta Norma Venezolana¹. Este mínimo de tres (3) acelerogramas es necesario con el fin de incorporar la variabilidad que caracteriza la máxima respuesta dinámica de estructuras ante sismos; los valores de diseño deben determinarse promediando las respuestas máximas para todos los acelerogramas.

La intensidad de cada acelerograma es seleccionada de manera que sea equivalente a la intensidad de los sismos definidos en la presente Norma Venezolana. Es por esta razón que se exige que el espectro de cada acelerograma sea similar al espectro elástico ($D = 1$) de 7.3. Sin embargo, no es necesario que se ajusten en todo el rango de períodos; es suficiente que ello ocurra en la zona de los períodos propios del sistema estructural en consideración.

A.5.5 Componentes del movimiento

Los movimientos sísmicos actúan simultáneamente en tres (3) direcciones ortogonales entre sí: dos (2) direcciones horizontales y la (1) dirección vertical. De acuerdo con la evaluación estadística de espectros de respuesta verticales, provenientes de registros reales, el empleo de espectros verticales cuyas ordenadas son un 70% de los horizontales, es representativo de los movimientos esperados en la dirección vertical (véase A.9). Cuando se utilicen acelerogramas generados artificialmente, se debe evitar que las componentes ortogonales del movimiento estén correlacionadas (véase Referencia 10.8).

Los espectros para las componentes rotacionales del movimiento sísmico pueden obtenerse a partir de procedimientos como los presentados en las Referencias 10.10 y 10.11, que incorporan la velocidad de las ondas y las dimensiones de la fundación.

¹ PDVSA-INTEVEP cuenta con una base de datos de historias de aceleraciones.

A.6 ESPECTROS DE DISEÑO

Estudios analíticos, así como la interpretación del desempeño de estructuras afectadas por sismo, revelan que la respuesta dinámica a las sollicitaciones sísmicas de sistemas de un (1) grado de libertad con relaciones no elásticas entre las fuerzas y los desplazamientos, conducen a aceleraciones máximas menores que las correspondientes a una respuesta estrictamente elástica. Las conclusiones establecidas para sistemas de un (1) grado de libertad pueden extenderse a sistemas de varios grados de libertad, siempre que no haya discontinuidades importantes en la distribución de masas y rigideces del sistema.

Por las razones anteriores, los espectros elásticos dados en 7.3, pueden ser reducidos dividiéndolos entre el factor de ductilidad. Debe tenerse presente que los desplazamientos del sistema, obtenidos a partir de un análisis elástico con las fuerzas provenientes de espectros reducidos, deben ser multiplicados por D para obtener los desplazamientos reales que origina la acción sísmica.

Los criterios aquí seguidos para obtener el espectro de diseño a partir del espectro elástico, se basan en los resultados presentados en la Referencia 8.2.

En la Figura A.1 se grafica el espectro de diseño para un Factor de Ductilidad $D = 4$, obtenido para el ejemplo presentado en la sección A.5.3. Para este caso se tiene un valor de $T^* = 0,30$ s.

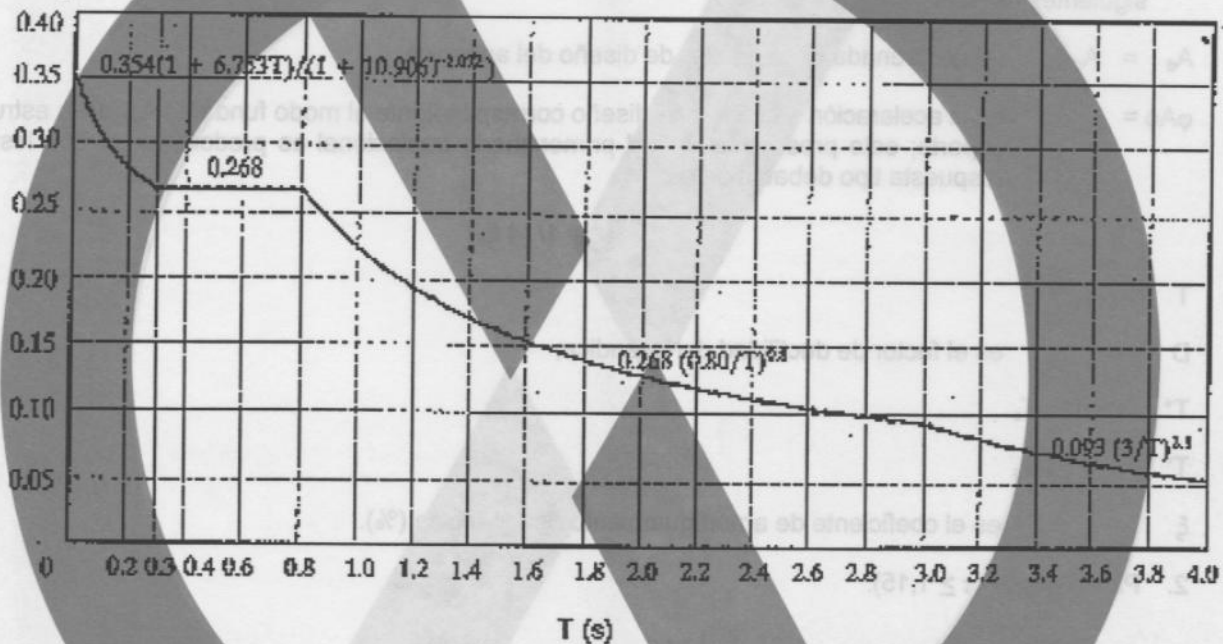


Figura A.1 – Espectro de diseño

A.7 MODELADO

A.7.1 Instalaciones soportadas sobre estructuras

La opción de utilizar espectros de piso que se da en 9.1 puede resultar apropiada y ventajosa cuando se trata de evaluar instalaciones cuya masa es mucho menor que la masa de la estructura que la soporta. Tal es el caso de grandes plataformas que soportan instalaciones flexibles de masa limitada o apéndices.

A continuación se da un procedimiento, generalmente conservador, esencialmente válido para el caso de estructuras de soporte con una parte importante de su masa concentrada en el nivel donde se encuentra fijado el apéndice. Este procedimiento es válido cuando se satisface una de las siguientes condiciones:

$$\mu < 0,1 \text{ para } \tau < 0,8 \text{ ó } \tau > 1,25 \quad (\text{A.12})$$

$$\mu < 0,01 \text{ para } 0,8 \leq \tau \leq 1,25 \quad (\text{A.13})$$

donde:

- τ es el cociente de T_a / T_s ;
- μ es el cociente de M_a / M_s ;
- T_s es el período de la estructura de soporte;
- M_s es la masa de la estructura de soporte;
- T_a es el período del apéndice;
- M_a es la masa del apéndice.

Obviamente, la masa del apéndice se incorpora a la masa de la estructura de soporte para su análisis, aún cuando, mientras se cumplan las condiciones (A.12) ó (A.13) la interacción soporte-apéndice, puede ignorarse.

El espectro a utilizar en la base del apéndice para determinar las solicitaciones que se generan en sus miembros, queda descrito en la Figura A.1.

1. Para $T_a < T^*$, las mismas Ecuaciones (7) y (8) del Capítulo 8 de la presente Norma Venezolana con los siguientes cambios:

- $A_d = A_{d,a}$ es la ordenada del espectro de diseño del apéndice;
- $\phi A_0 = A_{d,s}$ es la aceleración espectral de diseño correspondiente al modo fundamental de la estructura de soporte; esto presupone que el primer modo traslacional es predominante, con historias de respuesta tipo debates.

$$\beta^* = 1 / (4 \xi_a)$$

- $T = T_a$
- $D = D_a$ es el factor de ductilidad del apéndice;
- $T^* = 1,15 T_s$
- $T^\circ = 0,85 T_s$
- ξ es el coeficiente de amortiguamiento del apéndice (%).

2. Para $T_a \leq T^*$ ($\tau \geq 1,15$):

$$A_{d,a} = \frac{0,342 A_{d,s}}{D} \left[(1 - \tau^2)^2 + (2\tau \xi_a)^2 \right]^{-0,5} \tag{A.14}$$

A.7.2 Masas

En el cálculo de las solicitaciones sísmicas es fundamental que el modelo matemático sea representativo de la estructura real, tanto en sus dimensiones y propiedades mecánicas como en las masas presentes en la eventualidad de un sismo y su distribución. Así, se deben modelar los materiales y componentes que constituyen la instalación, y calcular el peso más probable en condiciones de operación; es improbable que el sismo de diseño se superponga a las sobrecargas accidentales, como lo son: pruebas hidrostáticas o de presión, de muy corta duración en comparación a la vida útil.

A.7.3 Propiedades mecánicas

La selección de algunas propiedades a considerar en el diseño de nuevas instalaciones, puede ser hecha con base en información disponible de instalaciones similares; por ejemplo, el valor del amortiguamiento referido al crítico a ser empleado en la Ecuación (5). En la evaluación sísmica de instalaciones existentes, es usual que se efectúen mediciones de sus propiedades dinámicas: amortiguamiento, frecuencias propias y formas modales. Los métodos experimentales se pueden clasificar en procedimientos de vibración libre y de vibración forzada. Sobre la instrumentación, los procedimientos y el cálculo, véanse las Referencias 10.5, 10.6 y 10.7. La posibilidad de contrastar las frecuencias propias y formas modales medidas con los valores analíticos, permite eventuales correcciones en el modelo matemático, mejorando así la confiabilidad en la predicción de

los efectos del sismo. Sin embargo, debe tenerse presente que los valores de rigideces obtenidos en ensayos dinámicos con vibraciones de pequeña amplitud, pueden sobrestimar los valores representativos de la respuesta ante sismos la cual está caracterizada por amplitudes mayores.

A.8 MÉTODOS DE ANÁLISIS

A.8.1 Criterios generales

Tal como queda establecido en 7.5 y 11, en el análisis del sistema debe tenerse presente que los movimientos sísmicos actúan simultáneamente en tres (3) direcciones ortogonales entre sí. En el análisis se deben incorporar sus efectos.

A.8.2 Métodos de análisis dinámico para sistemas elásticos

Estos métodos determinan las fuerzas inerciales en la estructura tomando en consideración sus propiedades dinámicas. En la Referencia 9.5 se presente la teoría del análisis dinámico estructural y se describen los métodos de cálculo más utilizados.

Los procedimientos dados en las Referencias 10.2 y 10.3 están basados en la hipótesis de que los efectos inelásticos pueden ser adecuadamente incorporados, llevando a cabo un análisis lineal del sistema resistente a sismos con espectros reducidos de respuesta elástica, (véase Referencia 10.1).

La aplicabilidad de este procedimiento está condicionada a una distribución regular de sus resistencias. En efecto, una distribución irregular puede conducir a concentraciones en la demanda de ductilidad y, en consecuencia, los métodos citados tienden a dar resultados que no están del lado de la seguridad.

La masa participativa del modo "i" para sismo en dirección "l" está dada por:

$$\beta_{il} = \frac{(\phi_i^T M b_l)^2}{\phi_i^T M \phi_i l} \quad (A.15)$$

donde:

ϕ es el autovector del modo "i";

b_l es el vector que define la componente sísmica "l";

M es la matriz de masa;

l x, y ó z.

A.8.2.1 Análisis modal con espectro de respuesta

El método de análisis dinámico tiene por objeto evaluar la respuesta máxima probable y constituye una alternativa de uso general para el análisis de todos los tipos de estructuras. Su empleo es prescriptivo en aquellas instalaciones para las cuales no es válido el método de la sección 10.3. Los valores de respuesta sísmica deben calcularse para los casos de sismos en direcciones X, Y y Z, actuando independientemente.

Dado que los modos resultantes del análisis pueden tener frecuencias cercanas entre sí, se deben usar métodos de combinación que tomen en cuenta su acoplamiento, (véanse Referencias 10.2 y 10.3).

A.8.2.2 Análisis dinámico con acelerogramas

Debe tenerse presente que sólo se logran resultados confiables si se examinan las estadísticas de la respuesta bajo varias historias de movimientos del terreno, reales o simuladas, en número que generalmente se recomienda no sea menor de tres (3) y consistentes con los espectros de respuesta dados en 8.2. Al respecto, véase la Referencia 10.4.

A.8.3 Métodos simplificados

Los métodos simplificados tienen como objetivo la determinación de fuerzas laterales a ser aplicadas en cada junta o nivel adoptado en el modelo matemático de la estructura.

A.8.3.1 Sistemas rígidos

Aquellas instalaciones o estructuras rígidamente vinculadas al terreno se consideran sistemas rígidos si su período fundamental es inferior a 0,05 segundos aproximadamente. Es el caso de equipos o instalaciones tales como bombas o compresores, apernados a fundaciones masivas, las cuales no amplifican la excitación del terreno. La distribución de fuerzas aludida en esta sección aplica, por ejemplo, al estado de las fuerzas cortantes y de volcamiento, sobre los pernos de anclaje.

A.8.3.2 Sistemas flexibles

Al igual que otros métodos simplificados, es previsible que las fuerzas sísmicas totales obtenidas con el procedimiento establecido en esta sección sean conservadoras; esto es particularmente válido para sistemas muy flexibles, razón por la cual sólo se recomienda para estructuras de altura limitada.

A.8.4 Análisis estático inelástico

Este método es recomendable en el caso de estructuras especiales, ya sea por su carácter irregular o por su importancia. Debe destacarse que este método suministra una información más realista sobre la conducta estructural y permite identificar zonas críticas. La importancia de la información que proviene de este análisis justifica el esfuerzo de preparar los datos adicionales sobre las propiedades de la estructura.

A.9 COMBINACIÓN DE LOS EFECTOS DEBIDOS A LA ACCIÓN DE LAS TRES COMPONENTES SÍSMICAS

Los criterios de combinación de los efectos debidos a las tres (3) componentes del movimiento del terreno se han fundamentado en la sección 2.7.5 de la Referencia 10.1.

Se debe tener presente que estos criterios de combinación suponen la independencia estadística de las tres (3) componentes ortogonales del movimiento sísmico, razón por la cual se acepta que sus coeficientes de correlación valen cero (0). El mismo criterio se aplica si se añaden las componentes rotacionales del terreno.

En el caso de aquellos elementos estructurales donde los máximos probables de los valores individuales de las solicitaciones actuantes en una sección (obtenidos de aplicar el criterio 10a), no necesariamente definan el caso crítico de diseño, deben utilizarse todas las combinaciones posibles en las solicitaciones debidas a sismos. Por ejemplo, en columnas sometidas a flexión biaxial: +P, $\pm M_x$, $\pm M_y$. Se tienen así ocho (8) combinaciones posibles de signos a fin de detectar el caso crítico de diseño. Debe asimismo tenerse presente que esta recomendación puede conducir a algunos casos muy improbables de obtener físicamente.

La aplicación del criterio 10b se ilustra en el siguiente ejemplo para el caso de combinar los efectos de gravedad (carga permanente + carga variable) con los efectos del sismo x, sismo y, sismo z:

gravedad $\pm 1,00$ Sismo x $\pm 0,30$ Sismo y $\pm 0,30$ Sismo z

gravedad $\pm 0,30$ Sismo x $\pm 1,00$ Sismo y $\pm 0,30$ Sismo z

gravedad $\pm 0,30$ Sismo x $\pm 0,30$ Sismo y $\pm 1,00$ Sismo z

Este último criterio es recomendado en las Referencias 10.9, 10.12 y 10.13. Cuando se justifique ignorar los efectos de la componente vertical del sismo, las combinaciones anteriores se limitan a las dos (2) componentes horizontales. Las solicitaciones resultantes de la acción sísmica se combinan con las otras acciones de servicio y operación según se estipula en 4.5.

A.10 ELEMENTOS ESPECIALES DE PROTECCIÓN

Algunas normas internacionales han incluido recientemente recomendaciones para el diseño sísmico de estructuras que incluyan estos elementos especiales, tal como la indicada en la Referencia 12.1.

En la Referencia 12.2 se presentan varios trabajos sobre los sistemas pasivos.

ANEXO B (Informativo)

B GUÍA PARA LAS CONSULTAS TÉCNICAS A LA COMISIÓN DE NORMAS TÉCNICAS DEL MINDUR

B.1 INTRODUCCIÓN

La comisión de normas Técnicas del MINDUR ha acordado que todas las interpretaciones oficiales de sus normas se tratarán de la misma manera formal. A tales efectos, todas las consultas deberán dirigirse por escrito a la sede de la Comisión.

Las consultas se tramitarán lo más pronto posible, pero debido a la complejidad del trabajo y a los procedimientos que han de seguirse, algunas interpretaciones y respuestas pueden consumir un tiempo considerable. La Comisión no responderá a las consultas planteadas telefónicamente ni a las que omitan las pautas siguientes.

B.2 RESPONSABILIDADES DE LA COMISIÓN

Las actividades de la comisión en lo que respecta a las interpretaciones oficiales de las normas que le competen, están estrictamente limitadas a interpretar los requisitos de sus normas o a considerar revisiones de las disposiciones existentes que se fundamenten en nuevos datos o tecnologías. Ni la comisión ni sus miembros están autorizados para ofrecer interpretaciones o servicios de consultoría sobre problemas particulares de una obra de ingeniería ni requisitos de las normas que se apliquen a la fabricación que no estén comprendidos en las mismas o asuntos no cubiertos específicamente por sus normas. En tales casos, el interpelador deberá buscar asistencia de un ingeniero experimentado en el campo particular de interés cuestionado.

B.3 PROCEDIMIENTO

B.3.1 Datos del destinatario y del remitente

Todas las consultas tienen que ser por escrito y dirigirse a la Comisión de Normas Técnicas, cuya dirección es:

Comisión de Normas Técnicas, Ministerio de Infraestructura, Dirección de Proyectos, Torre Oeste, Piso 48, Av. Lecuna, Parque Central, Caracas 1015. Teléfonos (02) 576.4322; 571.1222; ext. 9551; Fax: (02) 575.4268.

Las consultas deben contener el nombre o nombres de los solicitantes, profesión, el organismo que representa, cuando sea pertinente, su dirección, teléfonos, telefaxes, correo electrónico, así como la suficiente información como para que la Comisión pueda entender cabalmente el asunto consultado. Para facilitar la organización y agilizar la tramitación es muy importante aislar cada problema, anexando toda la documentación pertinente, de forma que cada asunto deba ser consultado separadamente. Cuando el asunto consultado no esté definido claramente, o cuando se presenten cuestionamientos mezclados, la consulta será devuelta para ser aclarada.

A fin de lograr un procesamiento eficiente, todas las consultas deben ser presentadas en el orden y formato que se describe a continuación:

1 Alcance

Cada consulta se enfocará a una sola disposición de la norma, a menos que el asunto en cuestión relacione dos o más documentos. En el alcance de la pregunta se comenzará identificando la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR, su año de edición y cuál(es) de sus artículos, secciones, subsecciones, abarca(n) el asunto consultado.

2 Objeto de la consulta

En la cual se manifestará claramente si se trata de obtener una interpretación de los requisitos normativos o de solicitar la revisión de una disposición particular fundamentada en nuevos criterios, datos o tecnologías.

3 Contenido de la consulta

La consulta debe ser concisa pero completa, a fin de permitir que la Comisión comprenda rápida y cabalmente el asunto en cuestión. Cuando sea apropiado, se usarán dibujos y croquis, y han de citarse, con sus datos identificadores, todos los párrafos, figuras y tablas pertinentes a la consulta. Si el asunto consultado tiene como propósito una revisión de la norma, debe anexarse las justificaciones y documentación técnica pertinente.

4 Solución sugerida

El interpellador, según sea el objeto de la consulta, debe redactar una proposición de solución sugerida, manifestando su interpretación de la disposiciones pertinentes al asunto cuestionado, o redactar el texto de la revisión propuesta.

B.4 INTERPRETACIÓN Y REVISIÓN DE LAS DISPOSICIONES NORMATIVAS

Las interpretaciones oficiales de las disposiciones de las Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR, las efectuará la Comisión. El Presidente de la Comisión referirá la consulta a los miembros que tengan más experiencia sobre el tema. Una vez redactada la respuesta, esta será presentada a la Comisión en pleno para su revisión y aprobación. Luego de ser sancionada, el texto parará a ser una interpretación oficial, y la Secretaría de la Comisión enviará la respuesta a los solicitantes, a las dependencias involucradas y a FONDONORMA para su publicación.

B.5 PUBLICACIÓN DE LAS INTERPRETACIONES

Todas estas interpretaciones oficiales serán incorporadas y publicadas en la futura edición de la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR correspondiente, por el Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad, FONDONORMA, así como en el Informe Anual de la Comisión.

REFERENCIAS A LOS COMENTARIOS

ANEXO C
(Informativo)

C PUBLICACIONES DE LA COMISIÓN PERMANENTE DE NORMAS TÉCNICAS

C.1 Normas Venezolanas COVENIN-MINDUR

- 1618:1998 Estructuras de acero para edificaciones. Método de los estados límites
- 1753:1985 Estructuras de concreto armado para edificaciones. Análisis y diseño
- 1755:1982 Código de prácticas normalizadas para la fabricación y construcción de estructuras de acero
- 1756:1998 Edificaciones sismorresistentes
- 2000:1992 Sector construcción. Mediciones y codificación de partidas para estudio, proyectos y construcción. Parte II-A Edificaciones
- 2000-2:1999 Sector construcción. Mediciones y codificación de partidas para estudio, proyectos y construcción. Suplemento de la Norma COVENIN-MINDUR 2000/II-A-92
- 2002:1988 Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones
- 2003:1987 Acciones del viento sobre las construcciones
- 2004:1998 Terminología de las Normas COVENIN-MINDUR de edificaciones
- 2733:1990 Proyecto, construcción y adaptación de edificaciones de uso público accesibles a personas con impedimentos físicos
- 3400:1998 Impermeabilización de edificaciones
- 3621:2000 Diseño sismorresistente de instalaciones industriales
- 3622:2000 Diseño sismorresistente de recipientes y envases
- 3623:2000 Diseño sismorresistente de tanques metálicos
- 3624:2000 Diseño sismorresistente de estructuras en aguas lacustres y someras.

C.2 Manuales

- Epelboim, Salomón; Arnal, Henríque. Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones. 2da. Edición, 1996. 950 pag.
- Marin, Joaquín; Guell, Antonio. Manual para el cálculo de columnas de concreto armado. 2da. Impresión revisada, 1991. 222 pag.

C.3 Distribución y venta de las normas

Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad, FONDONORMA

Torre Fondo Común, Final Av. Andrés Bello, Piso 12, Caracas,
Teléfono: (02) 575.41.11, ext.: 256 y 257; telefax: (02) 576.66.91;
E-mail: ventanorma@fondonorma.org.ve.

REFERENCIAS A LOS COMENTARIOS

- 4.1 New Zealand National Society for Earthquake Engineering. Seismic Design of Storage Tanks. December, 1986.
- 4.2 Petróleos de Venezuela, S.A., Gerencia Corporativa de Protección Integral. Guía de Análisis de Riesgos. Caracas, Mayo de 1990. 28 p + Anexos.
- 6.1 SEED, H.B.; UGAS, C. And LYSMER, J. Site dependent spectra for earthquake resistant design. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 66, # 1, February. pp. 221-144, 1976.
- 6.2 UGAS, C. Espectros para diseño antisísmico en función de las condiciones locales del suelo. Boletín IMME, # 48, Octubre-Diciembre, 1974. Caracas.
- 6.3 National Earthquake Reduction Program. Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings. FEMA, Washington 1988.
- 6.4 OHTSUKI, A. and HARUMI, K. "Effect of Topography and Subsurface Inhomogeneities on Seismic SV Waves". EESD. Vol.-11 441-462 (1983).
- 6.5 ECHEZURIA, H. (1997). Efectos de sitio. En: Diseño Sismorresistente. Especificaciones y Criterios Empleados en Venezuela. Acad. Cienc. Fis. Mat. y Nat., Edit. J. Grases, pp 91-111, Caracas.
- 6.6 RIVERO, P. (1996). Respuesta espectral del sitio considerando comportamiento inelástico del suelo. Tesis de Maestría, ULA, Mérida, Venezuela.
- 6.7 PAPAGEORGIOU, A. and KIM, J. (1991). "Study of the Propagation and Amplification of Seismic Waves in Caracas Valley with Reference to the 29 July 1967. Earthquake: SH Waves". Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 81, N° 6, pp 2214-2233.
- 6.8 ECHEZURIA, H. (1998). Análisis de las Aceleraciones Máximas del Terreno Ocurridas Durante el Sismo de Cariaco-97. Aceptado para publicación en la Revista Técnica del IMME, UCV, Caracas, 1998.
- 8.1 N. NEWMARK and W. J. Hall. Earthquake Spectra and Design. Earthquake Engineering Research Institute. Berkeley, California. 1982.
- 8.2 R. RIDELL, P. HIDALGO y E. CRUZ. Response Modification Factors for Earthquake Resistant Design of Short Period Buildings. Earthquake Spectra, Vol. 5, # 3, 1989.
- 10.1 CHOPRA A. K. and NEWMARK N. M. Analysis. In: Design of Earthquake Resistant Structures, edited by E. Rosenblueth, John Wiley & Sons, New York, 1980.
- 10.2 ROSENBLUETH E. and ELORDUY J. Responses of linear system to certain transient disturbances. Proc. IV WCEE, Santiago de Chile, 1969, Vol.1, pp. 185-196.
- 10.3 KAN C. And CHOPRA A. Coupled lateral torsional response of building to ground shaking. Berkeley, University of California, EERC 1976, 76-13.
- 10.4 BIGGS J., HANSEN R. and HOLLEY M. On methods of structural analysis and design for earthquake. In: Structural and Geotechnical Mechanics, a volume honoring N. M. Newmark, W. J. Hall Editor, Prentice Hall 1977, pp. 91-101.
- 10.5 CLOUGH, R. W. and PENZIEN, J. Dynamics of Structures. Mc Graw-Hill Book Co., 1975.
- 10.6 WIEGEL, R. L. Editor. Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Inc. 1970.
- 10.7 NEWMARK, N. and ROSENBLUETH, E. Fundamentals of Earthquake Engineering. Prentice-Hall, Inc., 1971.
- 10.8 ROSENBLUETH, E. Characteristics of Earthquakes. In Design of Earthquake Resistant Structures, edited by E. Rosenblueth, John Wiley & Sons, New York, 1980.
- 10.9 FEMA. NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings. Building Seismic Safety Council, 1991 Edition.

- 10.10 NEWMARK N., "Torsion in Symmetrical Buildings", 4th World Conference on Earthquake Engineering. Chile, 1969.
- 10.11 HSO W. K., & HSU T. I., "Torsional Spectrum for Earthquake Motions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 1978.
- 10.12 EUROCODE N° 8. Structures in Seismic Regions. Design. Part 1. May 1988 Edition.
- 10.13 French Association of Earthquake Engineering. Recommendations AFPS 90 for the Elaboration of Rules relative to the Structures and Installations Built in Regions Prone to Earthquakes, 1990.
- 12.1 UBC. Uniform Building Code, 1994.
- 12.2 R.D. Hanson (Editor). Passive Energy Dissipation. Earthquake Spectra, Vol. 9, N° 3, August, 1993



COVENIN
3621:2000

CATEGORÍA
E

FONDONORMA

Av. Andrés Bello Edif. Torre Fondo Común Pisos 11 y 12

Telf. 575.41.11 Fax: 574.13.12

CARACAS

publicación de:



I.C.S: 91.120.25

ISBN: 980-06-2542-9

RESERVADOS TODOS LOS DERECHOS
Prohibida la reproducción total o parcial, por cualquier
medio.

Descriptores: Diseño sismorresistente, instalación industrial, instalación petrolera, sismo, sismorresistencia, ingeniería civil, ingeniería sísmica.