

# EUROCÓDIGOS

NORMA EUROPEA  
EXPERIMENTAL

UNE-ENV 1998-3  
Diciembre 2000



## EUROCÓDIGO 8

### DISPOSICIONES PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

#### PARTE 3: TORRES, MÁSTILES Y CHIMENEAS

**AENOR**

Asociación Española de  
Normalización y Certificación

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA MADRID

**8**

Parte 3



## **PREÁMBULO**

Esta Norma UNE-ENV 1998-3: "Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 3: Torres, mástiles y chimeneas" Experimental, establece un conjunto de especificaciones no obligatorias para el proyecto sismorresistente de estructuras altas y esbeltas y constituye la parte tres del Eurocódigo 8: "Proyecto para resistencia al sismo de las estructuras".

La traducción de esta norma experimental, desde la versión original en inglés a su texto en español, ha sido realizada por el Subcomité 8 del Comité Técnico de Normalización 140 "Eurocódigos Estructurales" de AENOR.

En España, existe, por una parte, una reglamentación técnica de carácter obligatorio para el proyecto, ejecución y control de estructuras -Instrucción de Hormigón Estructural, aprobada por Real Decreto 2661/1998, de 11 de diciembre, y, por otra, una regulación que establece especificaciones a utilizar para el proyecto de edificación en zonas sísmicas, que, subsidiariamente, es de aplicación, también, a las obras de Ingeniería Civil- Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-94) aprobada por Real Decreto 2543/1994, de 24 de diciembre.

Ello no es obstáculo para que el contenido de esta norma experimental sea conocido y divulgado, teniendo en cuenta que el conjunto de normas UNE-ENV relativas a Eurocódigos Estructurales, conforman un grupo de normas experimentales de aplicación voluntaria, que están llamadas a constituir el punto de partida de futuras normas europeas que contribuirán a la libre circulación de personas y productos de construcción en el ámbito de la Unión Europea, y serán susceptibles de servir de base para la elaboración de reglamentaciones técnicas sobre la materia.

**Andrés Doñate Megías**

Subdirección General de Normativa y  
Estudios Técnicos y Análisis Económico

*Secretaría General Técnica*

MINISTERIO DE FOMENTO



# norma española experimental

UNE-ENV 1998-3

Diciembre 2000

## TÍTULO

**EUROCÓDIGO 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes**

**Parte 3: Torres, mástiles y chimeneas**

*Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures. Part 3: Towers, masts and chimneys.*

*Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes. Partie 3: Tours, mâts et cheminées.*

## CORRESPONDENCIA

Esta norma experimental es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental ENV 1998-3 de noviembre 1996.

## OBSERVACIONES

En esta norma UNE se han incorporado las correcciones a la Norma ENV 1998-3 recibidas mediante escrito de CEN de fecha 20 de mayo 1999.

## ANTECEDENTES

Esta norma experimental ha sido elaborada por el comité técnico AEN/CTN 140 *Eurocódigos Estructurales* cuya Secretaría desempeña SEOPAN.

Editada e impresa por AENOR  
Depósito legal: M 49203:2000

© AENOR 2000  
Reproducción prohibida

LAS OBSERVACIONES A ESTE DOCUMENTO HAN DE DIRIGIRSE A:

**AENOR**

C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Teléfono 91 432 60 00  
Fax 91 310 40 32

34 Páginas

**Grupo 676**



ICS 91.040.00; 91.060.40; 91.120.20

**Descriptores:** Chimenea, construcción antisísmica, diseño antisísmico, edificio, estructura, ingeniería civil.

Versión en español

## **EUROCÓDIGO 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes**

### **Parte 3: Torres, mástiles y chimeneas**

**Eurocode 8: Design provisions for  
earthquake resistance of structures.  
Part 3: Towers, masts and chimneys.**

**Eurocode 8: Conception et  
dimensionnement des structures pour la  
résistance aux séismes. Partie 3: Tours,  
mâts et cheminées.**

**Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken  
gegen Erdbeben. Teil 3: Türme, Maste  
und Schornsteine.**

Esta norma europea experimental (ENV) ha sido aprobada por CEN el 1996-06-11 como una norma experimental para su aplicación provisional. El período de validez de esta norma ENV está limitado inicialmente a tres años. Pasados dos años, los miembros de CEN enviarán sus comentarios, en particular sobre la posible conversión de la norma ENV en norma europea (EN).

Los miembros de CEN deberán anunciar la existencia de esta norma ENV utilizando el mismo procedimiento que para una norma EN y hacer que esta norma ENV esté disponible rápidamente y en la forma apropiada a nivel nacional. Se permite mantener (en paralelo con la norma ENV) las normas nacionales que estén en contradicción con la norma ENV hasta que se adopte la decisión final sobre la posible conversión de la norma ENV en norma EN.

Los miembros de CEN son los organismos nacionales de normalización de los países siguientes: Alemania, Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

**CEN**  
**COMITÉ EUROPEO DE NORMALIZACIÓN**  
European Committee for Standardization  
Comité Européen de Normalisation  
Europäisches Komitee für Normung  
**SECRETARÍA CENTRAL: Rue de Stassart, 36 B-1050 Bruxelles**

© 1996 Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.





## ÍNDICE

	Página
ANTECEDENTES .....	9
Objetivos de los Eurocódigos.....	10
<b>1 GENERALIDADES .....</b>	<b>12</b>
1.1 Alcance .....	12
1.2 Diferencia entre principios y reglas de aplicación .....	12
1.3 Consideraciones.....	12
1.4 Definiciones.....	12
1.4.1 Términos comunes a todos los Eurocódigos .....	12
1.4.2 Términos especiales usados en esta norma europea experimental .....	12
1.5 Unidades del Sistema Inglés.....	13
1.6 Símbolos .....	13
<b>2 REQUISITOS Y CRITERIOS BÁSICOS.....</b>	<b>13</b>
2.1 Alcance .....	13
2.2 Criterios de conformidad .....	13
2.3 Factores de importancia.....	14
2.4 Requisitos de no colapso (estado límite último).....	14
2.5 Minimización del daño (estado límite de servicio) .....	14
2.6 Factor de comportamiento .....	14
2.6.1 Valores del factor básico de comportamiento ( $q_0$ ) .....	15
2.6.2 Valores del factor $k_r$ .....	15
<b>3 ACCIÓN SÍSMICA .....</b>	<b>16</b>
3.1 Definición de la excitación sísmica .....	16
3.2 Espectro de respuesta elástico .....	16
3.3 Espectro de proyecto .....	16
3.4 Representación temporal .....	16
3.5 Componentes de largo período del movimiento en un punto .....	16
3.6 Variación espacial del movimiento sísmico.....	17
<b>4 MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL.....</b>	<b>17</b>
4.1 Número de grados de libertad .....	17
4.2 Masas.....	17
4.3 Rigideces.....	18
4.4 Amortiguamiento .....	19
4.5 Interacción suelo-estructura .....	19

<b>5</b>	<b>MÉTODOS DE ANÁLISIS .....</b>	<b>19</b>
<b>5.1</b>	<b>Métodos aplicables .....</b>	<b>19</b>
<b>5.2</b>	<b>Análisis dinámico simplificado .....</b>	<b>19</b>
<b>5.2.1</b>	<b>Generalidades .....</b>	<b>19</b>
<b>5.2.2</b>	<b>Fuerzas sísmicas .....</b>	<b>20</b>
<b>5.3</b>	<b>Análisis multimodal .....</b>	<b>20</b>
<b>5.3.1</b>	<b>Número de modos de vibración.....</b>	<b>20</b>
<b>5.3.2</b>	<b>Combinación de modos de vibración.....</b>	<b>21</b>
<b>5.4</b>	<b>Combinación de diferentes componentes del movimiento del suelo .....</b>	<b>21</b>
<b>5.5</b>	<b>Combinación de acciones internas .....</b>	<b>21</b>
<b>5.6</b>	<b>Combinación de la acción sísmica con otras acciones .....</b>	<b>21</b>
<b>5.7</b>	<b>Desplazamientos .....</b>	<b>22</b>
<b>6</b>	<b>COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD .....</b>	<b>22</b>
<b>6.1</b>	<b>Estado límite último .....</b>	<b>22</b>
<b>6.1.1</b>	<b>Capacidad de resistencia de los elementos estructurales .....</b>	<b>22</b>
<b>6.1.2</b>	<b>Efectos de segundo orden.....</b>	<b>23</b>
<b>6.1.3</b>	<b>Efectos térmicos.....</b>	<b>23</b>
<b>6.1.4</b>	<b>Condición de ductilidad .....</b>	<b>23</b>
<b>6.1.5</b>	<b>Estabilidad .....</b>	<b>23</b>
<b>6.2</b>	<b>Estado límite de servicio.....</b>	<b>23</b>
<b>ANEXOS</b>		
<b>ANEXO A (Informativo)</b>	<b>ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL CONSIDERANDO UN MOVIMIENTO SÍSMICO DE ROTACIÓN.....</b>	<b>24</b>
<b>ANEXO B (Informativo)</b>	<b>PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DEL AMORTIGUAMIENTO .....</b>	<b>26</b>
<b>ANEXO C (Informativo)</b>	<b>INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.....</b>	<b>28</b>
<b>ANEXO D (Informativo)</b>	<b>NÚMERO DE GRADOS DE LIBERTAD Y NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN.....</b>	<b>29</b>
<b>ANEXO E (Normativo)</b>	<b>REGLAS ESPECIALES PARA CHIMENEAS DE HORMIGÓN ARMADO .....</b>	<b>30</b>
<b>ANEXO F (Normativo)</b>	<b>MATERIALES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO.....</b>	<b>33</b>
<b>ANEXO G (Normativo)</b>	<b>TORRES DE TRANSMISIÓN.....</b>	<b>34</b>

### **ANTECEDENTES**

Esta norma europea experimental ha sido elaborada por el Comité Técnico CEN/TC 250 "Eurocódigos estructurales" cuya Secretaría desempeña BSI.

De acuerdo con el Reglamento Interior de CEN/CENELEC, los organismos de normalización de los siguientes países están obligados a anunciar esta norma europea experimental: Alemania Austria, Bélgica, Dinamarca, España, Finlandia, Francia, Grecia, Irlanda, Islandia, Italia, Luxemburgo, Noruega, Países Bajos, Portugal, Reino Unido, República Checa, Suecia y Suiza.

### Objetivos de los Eurocódigos

- (1) Los *Eurocódigos Estructurales* constan de un conjunto de especificaciones para el proyecto estructural y geotécnico de edificios y obras de Ingeniería Civil.
- (2) Los Eurocódigos cubren la ejecución y el control de la obra a fin de asegurar la calidad de los productos de construcción y el nivel de ejecución requeridos para cumplir con las reglas de diseño.
- (3) Hasta que el necesario conjunto de especificaciones técnicas armonizadas y los métodos necesarios para comprobar su funcionamiento estén disponibles, algunos de los Eurocódigos estructurales cubrirán varios de estos aspectos en anexos informativos.

### Antecedentes del Programa de Eurocódigos

- (4) La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo de establecer un conjunto de normativas técnicas armonizadas para el diseño de edificios y obras civiles, las cuales servirían en principio como una alternativa a las diferentes reglamentaciones vigentes en los distintos Estados Miembros y terminarían finalmente sustituyendo a estas últimas. Estas normativas técnicas son conocidas como los *Eurocódigos Estructurales*.
- (5) En 1990, después de consultar a los diferentes Estados Miembros, la CCE transfirió al CEN los trabajos sobre posteriores desarrollos, publicaciones y actualizaciones de los Eurocódigos Estructurales. El Secretariado de la EFTA acordó apoyar estos trabajos del CEN.
- (6) El Comité Técnico del Comité Europeo de Normalización, CEN/TC 250, es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

### Programa de Eurocódigos

- (7) El trabajo se desarrolla sobre los siguientes Eurocódigos Estructurales, generalmente compuestos por diferentes partes:
  - EN 1991 Eurocódigo 1: Bases de proyecto y acciones sobre las estructuras.
  - EN 1992 Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.
  - EN 1993 Eurocódigo 3: Proyecto de estructuras de acero.
  - EN 1994 Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón.
  - EN 1995 Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera.
  - EN 1996 Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de mampostería.
  - EN 1997 Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.
  - EN 1998 Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes.
  - EN 1999 Eurocódigo 9: Proyecto de estructuras de aleaciones de aluminio.
- (8) El CEN/TC 250 formó diferentes subcomités para cada uno de estos Eurocódigos.
- (9) Esta norma europea experimental está siendo publicada como una norma europea experimental (ENV), con un período de vida inicial de tres años.
- (10) Esta norma europea experimental está pensada para su aplicación con carácter experimental y la presentación de comentarios.

- (11) Después de un tiempo de aproximadamente dos años, se invitará a proponer comentarios formales a los miembros del CEN para ser tomados en consideración en la adopción de futuras acciones.
- (12) Mientras tanto, la retroalimentación y los comentarios acerca de esta norma europea experimental deben ser enviados al Secretariado del CEN/TC 250/SC 8, a la siguiente dirección:

IPQ c/o LNEC  
Avenida do Brasil 101  
P-1799 LISBOA Codex  
PORTUGAL

o a las organizaciones nacionales de normalización.

NOTA NACIONAL – El Organismo Nacional de Normalización en España:

AENOR  
Génova, 6  
28004 MADRID  
Teléfono: 91-4326000  
Fax: 91-3104596

#### **Documentos de Aplicación Nacional (DAN)**

- (13) Dada la responsabilidad de las autoridades de los países miembros en torno a la seguridad, salud y otros asuntos que son cubiertos por los requisitos esenciales de la Directiva de Productos de Construcción (DPC), a ciertos elementos de seguridad en esta ENV se les han asignado valores indicativos, identificados por [ ] (*valores entre corchetes*). Las autoridades de cada uno de los países miembros deberán asignar valores definitivos a estos elementos de seguridad.
- (14) Ya que algunas de las normativas técnicas armonizadas podrían no estar disponibles cuando esta norma europea experimental sea publicada, las organizaciones de Normalización de cada país miembro deberán redactar un Documento de Aplicación Nacional (DAN) conteniendo los valores definitivos para los elementos de seguridad, referenciando otras normas de apoyo al Eurocódigo compatibles con éste y aportando indicaciones sobre la aplicación de esta norma europea.
- (15) Se prevé que esta norma europea experimental sea usada en conjunción con el DAN válido en los países donde los edificios u obras civiles estén localizados.

#### **Aspectos específicos de esta norma europea experimental**

- (16) El alcance del Eurocódigo 8 se define en el apartado 1.1.1 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994. Las otras partes del Eurocódigo 8 se indican en el apartado 1.1.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.
- (17) Para el proyecto de estructuras en zonas sísmicas se deben aplicar las disposiciones de esta norma europea experimental conjuntamente con otras partes relevantes del Eurocódigo 8 y de otros Eurocódigos. Las disposiciones de esta norma europea experimental complementan, en particular, a aquéllas del Eurocódigo 3, Parte 3 “Torres, mástiles y chimeneas”, que no cubren los requisitos especiales de proyecto antisísmico.

## 1 GENERALIDADES

### 1.1 Alcance

- (1)P Esta norma europea experimental establece los requisitos, criterios y reglas para el proyecto de estructuras altas y esbeltas sismorresistentes: torres, incluyendo campanarios y torres de toma, mástiles, chimeneas industriales y faros. Se establecen diferentes disposiciones a aplicar a las estructuras de hormigón armado y de acero. Asimismo, se establecen disposiciones para los elementos no estructurales, tales como el material de revestimiento de las chimeneas industriales.
- (2)P Estas disposiciones no son de aplicación a torres de refrigeración, estructuras marinas y chimeneas de fábrica. Para depósitos elevados véase la Norma Europea Experimental ENV 1998-4.
- (3)P Los requisitos para las cimentaciones y los suelos se presentan en la Norma Europea Experimental ENV 1998-5.

### 1.2 Diferencia entre principios y reglas de aplicación

- (1)P En este Eurocódigo, dependiendo del carácter de las cláusulas individuales, se establecen diferencias entre principios y reglas de aplicación.
- (2)P Los principios comprenden:
  - declaraciones generales y definiciones para las cuales no hay alternativas;
  - los requisitos y modelos analíticos para los cuales no se permiten alternativas a menos que no sea específicamente expresado.
- (3)P Las reglas de aplicación son normas generalmente reconocidas que siguen a los principios y satisfacen sus requisitos.
- (4) Los principios son identificados por la letra P a continuación del número del párrafo. Los otros números (sin la P) son reglas de aplicación, como por ejemplo este párrafo.
- (5) Está permitido usar normas alternativas de diseño las cuales difieran de las reglas de aplicación dadas en esta norma europea experimental, siempre y cuando se demuestre que dichas normas alternativas armonizan con los principios pertinentes y son, como mínimo, equivalentes con la seguridad y servicio alcanzados por las estructuras diseñadas de acuerdo con las reglas de aplicación de esta norma europea experimental.

### 1.3 Consideraciones

- (1) Se hace referencia en el apartado 1.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.

### 1.4 Definiciones

#### 1.4.1 Términos comunes a todos los Eurocódigos

- (1) Se hace referencia en el apartado 1.4.1 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.

#### 1.4.2 Términos especiales usados en esta norma europea experimental

- (1) Los siguientes términos son usados en esta norma europea experimental con estos significados:

**chimeneas:** Chimeneas, tubos de escape, conductos de humos, son obras de construcción o componentes del edificio que conducen gases residuales u otros gases o que proveen o extraen aire.

**eje de apoyo o revestimiento:** El eje de apoyo es el componente estructural que soporta los conductos de gases residuales.

**conducto de gases residuales:** El conducto de gases residuales es un componente que transporta los gases residuales desde la base de la chimenea hasta la atmósfera.

**tubo de escape interno:** El tubo de escape interno es un conducto de gases residuales instalado dentro del eje de soporte que protege todas las demás piezas de la chimenea contra corrientes térmicas y agresiones químicas.

**torre de transmisión:** La torre de transmisión es una torre usada para soportar cables de transmisión eléctrica, ya sean de bajo o alto voltaje.

**torres tangentes:** Las torres tangentes son torres de transmisión eléctrica utilizadas donde la línea del cable es recta o tiene un ángulo en planta que no excede los 3 grados. Ellas soportan las cargas verticales, una carga transversal provocada por la tensión angular del cable, una carga longitudinal debido a la diferencia de longitud de apoyo, así como las fuerzas resultantes de la operación de tensado del cable o de un cable roto.

**torres angulares:** Las torres angulares son torres usadas donde la línea del cable cambia de dirección formando un ángulo en planta de más de 3 grados. Soportan los mismos tipos de cargas que las torres tangentes.

**torres de extremo muerto** (también llamadas torres de anclaje): Son torres capaces de soportar las tensiones del extremo muerto de todos los cables, además de las cargas verticales y transversales.

- (2) Otros términos especiales utilizados en esta norma europea experimental, que están relacionados con los terremotos y son de importancia para las estructuras, están definidos en el apartado 1.4.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.

## 1.5 Unidades del Sistema Inglés

- (1) P Se hace referencia en el apartado 1.5 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.

## 1.6 Símbolos

- (1) Se hace referencia en el apartado 1.6.1 (1) de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.
- (2) Los símbolos adicionales utilizados en esta norma europea experimental se definen en el texto donde aparecen.

## 2 REQUISITOS Y CRITERIOS BÁSICOS

### 2.1 Alcance

- (1)P La filosofía de diseño de esta norma europea experimental está basada en los requisitos generales del apartado 1.1.1 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1.
- (2)P Las estructuras se deben diseñar de tal forma que su comportamiento bajo la acción sísmica de proyecto sea dúctil o esencialmente elástico, influenciando de esta forma la relación fuerza-desplazamiento de la estructura.

### 2.2 Criterios de conformidad

- (1) Salvo las excepciones indicadas explícitamente en esta norma europea experimental, las estructuras de hormigón deben ajustarse a la Norma Europea Experimental ENV 1992, las estructuras de acero a la Norma Europea Experimental ENV 1993 y las estructuras mixtas a la Norma Europea Experimental ENV 1994.

- (2) Para el proyecto de cimentaciones deben usarse las Normas Europeas Experimentales ENV 1997-1 y ENV 1998-5.

### 2.3 Factores de importancia

- (1)P En ausencia de un análisis de riesgo más detallado, se deben utilizar los siguientes factores:

$\gamma_i = [1,4]$  para estructuras de importancia estratégica, en particular si se trata de una componente vital del sistema de abastecimiento de agua, una planta de energía eléctrica o una instalación de comunicación.

$\gamma_i = [1,2]$  para estructuras cuya altura sea mayor que la distancia entre ella y los edificios circundantes, estructuras construidas en un área densamente poblada o estructuras cuyo colapso significaría la interrupción de actividades industriales.

$\gamma_i = [1,1]$  para todas las estructuras con altura superior a 80 m, que no pertenezcan a las categorías anteriores.

$\gamma_i = [1,0]$  para los casos restantes.

### 2.4 Requisitos de no colapso (estado límite último)

- (1)P La estructura debe diseñarse de tal forma que tras la ocurrencia del evento sísmico de proyecto conserve, de manera fiable, su integridad estructural con respecto a las cargas vertical y horizontal. Para cada elemento estructural, el valor de la deformación inelástica debe estar comprendido dentro de los límites del comportamiento dúctil, sin deterioro significativo de la resistencia última del elemento.
- (2) A menos que se tomen precauciones especiales, las disposiciones de esta norma europea experimental no aportan protección específica contra el daño a los equipos y a los elementos no estructurales sometidos a la acción del evento sísmico de proyecto.

### 2.5 Minimización del daño (estado límite de servicio)

- (1)P La estructura debe diseñarse de tal forma que cuando ocurra un evento sísmico cuya intensidad tenga un período de retorno comparable a la vida útil de proyecto de la estructura, no se produzcan daños en los elementos estructurales y no estructurales y en los equipos instalados en dicha estructura.

### 2.6 Factor de comportamiento

- (1) El factor de comportamiento  $q$  viene dado por el producto:

$$q = q_0 k_r \geq 1,0 \quad (2.1)$$

donde

$q_0$  factor básico de comportamiento, que refleja la ductilidad global del sistema resistente de carga lateral. Sus valores se definen en el apartado 2.6.1;

$k_r$  factor de modificación que refleja las variaciones respecto a una distribución regular de masa, rigidez o fuerza. Sus valores se definen en el apartado 2.6.2.



### 2.6.1 Valores del factor básico de comportamiento ( $q_0$ )

NOTA – Los valores de  $q_0$  que se definen aquí son menores que los valores correspondientes a estructuras de edificación, debido a la falta de redundancia, inherente al comportamiento post-elástico de estructuras tipo torre.

#### (1)P Torres, chimeneas y mástiles de hormigón

- a) Cuando se excluyen el fallo a cortante y otros tipos de rotura frágil mediante la verificación de la capacidad de diseño y cuando se asegura la ductilidad local por curvatura de una sección crítica con un valor mínimo de  $\mu_{1/r} = [9]$  (aportando, si es necesario, armadura de confinamiento)  $q_0 = [3]$
- b) Aberturas en conductos que causen una reducción igual o superior al 30% de la resistencia a flexión o a esfuerzo cortante de la sección transversal en relación con las secciones adyacentes  $q_0 = [1]$

#### (2)P Pórticos de acero o estructuras articuladas de torres y mástiles para el soporte de los conductos de gases de las chimeneas.

- a) Estructuras diseñadas para un comportamiento disipativo de acuerdo con las reglas de los apartados 3.5, 3.6 y 3.7 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-3:1995
  - Pórticos a flexión o con arriostramiento excéntrico  $q_0 = [4]$
  - Pórticos con arriostramientos diagonales concéntricos  $q_0 = [3]$
  - Pórticos con arriostramientos en forma de V  $q_0 = [2]$
- b) Estructuras no diseñadas para un comportamiento disipativo, pórticos con arriostramientos en forma de K y estructuras atirantadas (mástiles)  $q_0 = [1]$

#### (3)P Estructuras laminares de acero para mástiles, chimeneas o torres

- a) Estructuras con secciones transversales que satisfagan los requisitos de los apartados 5.3.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1993-1-1:1992 para el análisis plástico global  $q_0 = [2]$
- b) Todas las demás estructuras  $q_0 = 1$

### 2.6.2 Valores del factor $k_r$

#### (1)P Los valores de $k_r$ deberán adoptarse como siguen, dependiendo de la existencia de las siguientes irregularidades en la estructura:

- a) Excentricidad de la masa horizontal en una cierta sección superior al 5% de la dimensión principal de la estructura  $k_r = 0,80$
- b) Aberturas en conductos que causen una reducción igual o superior al 30% del momento de inercia de la sección transversal  $k_r = 0,80$
- c) Masas concentradas en el tercio superior de la altura, que contribuyan en un 50% o más al momento de vuelco en la base  $k_r = 0,70$

#### (2)P Cuando esté presente más de una irregularidad, $k_r$ debe tomarse igual al producto de los dos valores menores de $k_r$ .

### 3 ACCIÓN SÍSMICA

#### 3.1 Definición de la excitación sísmica

- (1)P La excitación sísmica en campo libre viene definida por los movimientos de traslación y de rotación en un punto. El movimiento de rotación resulta de la variación espacial del movimiento de traslación en un punto (véase el apartado 4.3.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994).

#### 3.2 Espectro de respuesta elástico

- (1)P El espectro de respuesta elástico de la aceleración se define en el apartado 4.2.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994. La influencia de las condiciones locales del suelo sobre la acción sísmica se tiene en cuenta mediante las tres clases de subsuelo A, B y C descritas en el apartado 4.2.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994, de acuerdo al perfil estratigráfico. El nivel de transmisión es la cota del punto más bajo de la cimentación o el nivel de coronación de los pilotes, si existen.

#### 3.3 Espectro de proyecto

- (1)P El espectro de respuesta de proyecto es el espectro de respuesta reducido (por el factor  $q$ ), definido en el apartado 4.2.4 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994. El factor de comportamiento  $q$  incorpora la energía de disipación elástica en la estructura y aquella debida a la interacción suelo-estructura y al comportamiento histerético inelástico de la estructura.
- (2) Cuando los estudios específicos relativos a las condiciones de la zona ponen particularmente en evidencia movimientos en períodos largos, la condición del apartado 4.2.4 (4) de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994, según la cual  $S_d \geq [0,2] \alpha$  se puede bajar a  $S_d \geq [0,1] \alpha$ .

#### 3.4 Representación temporal

- (1) Si el análisis se realiza en el dominio del tiempo, se pueden utilizar acelerogramas del movimiento del suelo, tanto reales como artificiales. Las representaciones temporales se utilizan generalmente para los análisis no lineales paso a paso. El valor pico y el contenido frecuencial deben ser consistentes con el espectro de respuesta elástico (no con el espectro de proyecto reducido con el factor  $q$ ).
- (2) En los casos en que se utilicen acelerogramas artificiales, la generación de las representaciones temporales se puede realizar independientemente para las aceleraciones de traslación y de rotación.
- (3) La duración del movimiento fuerte debe ser consistente con la tabla 4.3 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.

#### 3.5 Componentes de largo período del movimiento

- (1) Las torres, mástiles y chimeneas son sensibles a las componentes de largo período de la excitación sísmica. Los suelos blandos o condiciones topográficas peculiares pueden amplificar anormalmente estas componentes (véase el apartado 4.2.2 (5) de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994).
- (2) Se debe realizar un levantamiento geológico y geotécnico apropiado para identificar las propiedades de los suelos. Éste se debe extender, al menos, hasta la profundidad a la cual los efectos permanentes de la acción de la estructura son significativos.
- (3) De no existir el levantamiento geotécnico, se debe asumir el espectro de proyecto correspondiente al perfil del suelo más desfavorable para la estructura (véase el apartado 4.2.1 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994), con un parámetro de suelo  $S = [1,1]$ .

### **3.6 Variación espacial del movimiento sísmico**

- (1)P Las estructuras de más de [80] m de altura, situadas en regiones de alta actividad sísmica,  $\alpha > [0,25]$ , se deben analizar considerando propiamente un modelo espacial de la excitación sísmica.
- (2) En general, las estructuras altas son sensibles a excitaciones verticales con variación espacial: la propagación de un movimiento vertical del suelo, en cualquier dirección horizontal, origina una oscilación de la estructura que se suma al giro proporcionado por la excitación horizontal a lo largo de esa dirección.
- (3) El anexo A da un modelo posible para describir el movimiento de rotación.

## **4 MODELIZACIÓN ESTRUCTURAL**

### **4.1 Número de grados de libertad**

- (1) El modelo matemático debe considerar:
  - a) la oscilación y rigidez traslacional de las cimentaciones;
  - b) un número de masas y grados de libertad adecuado para determinar la respuesta de cualquier elemento estructural significativo, equipos y anexos;
  - c) las masas y rigideces de los cables y tirantes;
  - d) el desplazamiento relativo entre los apoyos de los equipos o las maquinarias (en el caso de una chimenea se debe considerar la interacción entre los tubos internos y externos);
  - e) los efectos importantes tales como: interacción entre conductos, restricciones estructurales externas, cargas hidrodinámicas (efectos sobre la masa y la rigidez).
- (2) Se debe incluir en el modelo la rigidez a torsión de la cimentación, si ésta es significativa.
- (3) Para torres de transmisión eléctrica, si no se hace un modelo dinámico completo de una porción representativa de la línea total, se tiene que modelizar un grupo de al menos tres torres, de tal forma que se pueda hacer una evaluación aceptable de la masa del cable y la rigidez para la torre central.

### **4.2 Masas**

- (1)P El modelo debe incluir una discretización de las masas, de tal forma que se asegure una adecuada representación de los efectos inerciales. Cuando sea adecuado se considerarán masas de traslación y/o de rotación.
- (2)P Se deben considerar las masas permanentes de las estructuras y las masas de los equipos cuasi-permanentes. Para torres y mástiles localizados en regiones frías se deben incluir los valores cuasi-permanentes correspondientes a la carga de hielo.
- (3)P La masa permanente debe incluir todas las construcciones permanentes, accesorios, revestimientos, conductos, aislamientos y otras cargas presentes y futuras, incluyendo las cargas por corrosión. Para las plantas de proceso en las que se puedan producir depósitos de cenizas o polvo, que se puedan adherir a la cara interna de la pared o del revestimiento, se debe tener en cuenta esta masa adicional.
- (4) Si hay cables, se debe incluir una correcta representación de sus masas en el modelo global de la estructura.
- (5) La idealización del cable como un muelle no permite considerar adecuadamente la inercia del cable y su consiguiente respuesta dinámica. Cuando la masa del cable es significativa con relación a la de la torre, éste debe representarse por medio de cadenas de cerchas conectando masas concentradas.

- (6) La masa total efectiva de la parte sumergida de la torre debe tomarse igual a la suma de:
- a) la masa real de la torre (sin el empuje del agua);
  - b) la masa de agua contenida dentro de la torre (torres huecas);
  - c) la masa añadida del agua exterior que se mueve en fase con la torre.
- (7) En ausencia de un análisis riguroso, la masa añadida del agua exterior, se puede estimar de acuerdo con el anexo F de la Norma Europea Experimental ENV 1998-2:1995.

### 4.3 Rigideces

- (1) En general, en las estructuras de hormigón se deben tener en cuenta las propiedades de la sección del hormigón considerando éste no fisurado.
- (2) En los casos en que los cables sean una parte integral de una estructura, se debe modelizar cuidadosamente su rigidez.
- (3) Si el cable puede combarse se debe considerar esta circunstancia en el valor de la constante del muelle. Se requiere generalmente una solución por iteración utilizando el siguiente módulo de elasticidad equivalente:

$$E_{eq} = \frac{E_c}{1 + \frac{(\gamma l)^2}{12\sigma^3} E_c} \quad (4.1)$$

donde

$E_{eq}$  módulo de elasticidad equivalente;

$\gamma$  peso específico del cable (peso por unidad de volumen);

$\sigma$  esfuerzo de tracción del cable;

$l$  luz del cable (distancia entre la proyección vertical de los puntos de apoyo);

$E_c$  módulo de elasticidad del cable.

- (4) Para cables entrelazados,  $E_c$ , es generalmente menor que el módulo de elasticidad  $E$  de un cable individual. Puede tomarse entonces:

$$E_c / E = \cos^3 \beta \quad (4.2)$$

donde  $\beta$  es el ángulo de entrelazados de los cables individuales.

- (5) En los casos en los que el arqueo del cable sea significativo, se debe analizar la posibilidad de carga impulsiva entre la torre y el cable.
- (6) Si la precarga del cable es tal que el arqueo es pequeño en relación con la distancia entre apoyos o si la torre es baja (menos de 40 m), entonces la acción del cable se puede representar en el modelo dinámico por un muelle lineal.

#### **4.4 Amortiguamiento**

- (1) Si el análisis se realiza sin recurrir al espectro de proyecto reducido, se permite considerar valores de amortiguamiento distintos del 5%; en tal caso, las razones de amortiguamiento de cada modo de vibración se pueden definir según el anexo B y las correspondientes ordenadas del espectro elástico se pueden corregir tal como se indica en el apartado 4.2.2 (6) de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.

#### **4.5 Interacción suelo-estructura**

- (1) El movimiento sísmico de proyecto se define en la superficie del suelo en condiciones de campo libre, como por ejemplo en lugares donde aquél no se vea afectado por las fuerzas inerciales producidas por la presencia de estructuras. Cuando la estructura se asiente sobre depósitos de suelo o suelos blandos, el movimiento resultante en la base de la misma será diferente del observado a la misma cota en campo libre, debido a la deformabilidad del suelo. El anexo C contiene reglas adecuadas para considerar la interacción suelo-estructura en estos casos.
- (2) Para estructuras altas (altura superior a seis veces la dimensión mínima de la base), la oscilación del suelo es importante y puede incrementar de forma significativa los efectos de segundo orden.

### **5 MÉTODOS DE ANÁLISIS**

#### **5.1 Métodos aplicables**

- (1) El método de análisis estándar es el análisis lineal, utilizando el espectro de proyecto reducido bien en un análisis dinámico simplificado o en un análisis multimodal (véanse los apartados 5.2 y 5.3 respectivamente).
- (2) También se permiten los métodos de análisis no lineal, siempre que se respeten las disposiciones de los apartados 3.3.1 (5) y (6) de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-2:1994.

#### **5.2 Análisis dinámico simplificado**

##### **5.2.1 Generalidades**

- (1) Este tipo de análisis se puede aplicar a estructuras que puedan ser analizadas mediante dos modelos planos y cuya respuesta no se vea significativamente afectada por contribuciones de los modos altos de vibración.
- (2) Los análisis simplificados deben considerar los movimientos relativos entre diferentes puntos de apoyo.
- (3) Para estructuras regulares se puede aplicar el “método de la rigidización horizontal”. En mástiles de acero debe disponerse un sistema de refuerzo horizontal, capaz de aportar la rigidez necesaria. En caso contrario se requiere hacer un análisis dinámico tridimensional.
- (4) Para torres y chimeneas de hormigón armado se deben colocar anillos de refuerzo que resistan la deformación horizontal de la sección transversal. A falta de este refuerzo, se requiere un análisis dinámico apropiado, capaz de identificar los esfuerzos que determinan los anillos necesarios.
- (5) Para chimeneas de acero, los anillos rigidizantes horizontales deben considerarse para poder aplicar la hipótesis de rigidización horizontal.
- (6) El análisis dinámico simplificado sólo se permite si el factor de importancia  $\gamma_I$  es = 1 y la altura  $H < [80]$  m.

### 5.2.2 Fuerzas sísmicas

- (1) Los efectos inducidos por la acción sísmica se determinan subdividiendo la estructura en  $n$  masas concentradas distintas, a las cuales se aplican las fuerzas horizontales,  $F_i$ ,  $i = 1, 2, \dots, n$ , dadas por la expresión:

$$F_i = \frac{h_i w_i}{\sum_{j=1}^n h_j w_j} F_t \quad (5.1)$$

con

$$F_t = S_d(T) \sum_{j=1}^n w_j \quad (5.2)$$

donde

$w_i$  peso de la  $i$ -ésima masa incluyendo la carga permanente y las cargas variables multiplicadas por la correspondiente combinación de coeficientes, especificada en el apartado 3.6 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-2:1994;

$h_i$  cota de la  $i$ -ésima masa desde el nivel de aplicación de la excitación sísmica;

$S_d(T)$  ordenada del espectro de diseño, tal y como se define en el apartado 4.2.4 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994 para el período fundamental de vibración  $T$ . En el caso en que el período  $T$  no se obtenga de un modelo estructural explícito, se debe considerar el valor espectral  $S_d(T_c)$ .

- (2) Este método puede aportar una sobreevaluación substancial de la acción sísmica en los casos de torres altamente “*eifelizadas*” (torres cuya rigidez decrece fuertemente con la altura).

## 5.3 Análisis multimodal

- (1) Este método de análisis se deberá aplicar a estructuras para las cuales no es aplicable el método simplificado.

### 5.3.1 Número de modos de vibración

- (1) Para una estructura de masa distribuida, en voladizo desde el suelo, el número mínimo de modos de vibración necesario para asegurar la participación de todos los modos significativos, es mayor que el correspondiente número para un edificio resistiendo a cortante con masas concentradas.
- (2) El número mínimo de modos de vibración necesario para evaluar las acciones internas en la parte superior de la estructura es generalmente mayor que el requerido para evaluar el momento de vuelco o el cortante total en la base de la estructura.
- (3) Una regla práctica para establecer el número suficiente de modos de vibración consiste (véase el anexo D) en evaluar la masa modal efectiva  $M_i$  para cada modo  $i$  y para cada dirección de la excitación. A continuación se realiza la suma de  $M_i$  para cada dirección y se compara con la masa total,  $M$ , de la estructura. Si

$$\sum_{i=1}^N M_i \geq 0,9 M \quad (5.3)$$

entonces el número de modos de vibración considerado,  $N$ , es adecuado. Una excepción a esta regla puede darse cuando se trate de equipos o anexos estructurales ligeros. En este caso se debe utilizar un método adecuado para evaluar la acción sísmica a aplicar.

### 5.3.2 Combinación de modos de vibración

- (1) Para cada parámetro (fuerza, desplazamiento, esfuerzo), el valor máximo probable de los efectos sísmicos se obtiene como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las contribuciones de los modos de vibración individuales (regla SRSS):

$$S = \sqrt{(s_1^2 + s_2^2 + s_3^2 + \dots)} \quad (5.4)$$

donde  $s_1, s_2, s_3$  son las contribuciones de los modos 1, 2, 3.... al parámetro seleccionado. Se supone que la acción sísmica actúa en las dos direcciones horizontales.

- (2) Para cualquier dirección de la excitación sísmica, cuando dos modos de vibración significativos  $i$  y  $j$  tienen períodos muy parecidos y  $T_j / T_i > 0,9$  y  $T_j < T_i$ , la regla (5.4) no es conservadora y se deben aplicar reglas más precisas.

### 5.4 Combinación de diferentes componentes del movimiento del suelo

- (1) Los efectos de las componentes de traslación y rotación de la excitación del suelo se pueden combinar una con otra, asumiendo como efecto global la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los efectos individuales (combinación SRSS). Los efectos de las diferentes componentes se deben combinar de acuerdo con el apartado 3.3.5 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-2:1994.

### 5.5 Combinación de acciones internas

- (1) Cuando se combinan diferentes acciones internas, por ejemplo el momento de curvatura y las fuerzas axiales, cada una de las acciones internas se calcula de acuerdo con la regla antes indicada y asumiendo ambos signos. Se deben considerar todas las combinaciones físicas posibles.

### 5.6 Combinaciones de la acción sísmica con otras acciones

- (1)P El valor de proyecto,  $E_d$ , de los efectos de las acciones sísmicas se debe determinar combinando los valores de las acciones relevantes, como se indica a continuación (véase el apartado 4.4 (1) de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994):

$$\sum G_{kj} \text{ “+” } \gamma_l A_{Ed} \text{ “+” } P_k \text{ “+” } \sum \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (5.5)$$

donde

“+” significa “combinado con”;

$\sum$  significa “el efecto combinado de”;

$G_{kj}$  valor característico de la acción permanente  $j$ ;

$\gamma_l$  factor de importancia, véase el apartado 2.3;

$A_{Ed}$  valor de diseño de la acción sísmica para el período de retorno de referencia;

$P_k$  valor característico de la acción de pretensado;

$\Psi_{2i}$  coeficiente de combinación de los valores cuasi permanentes de la acción variable  $i$ ;

$Q_{ki}$  valor característico de la acción variable  $i$ .

- (2)P Los efectos de la acción sísmica se deben evaluar tomando en cuenta la presencia de todas las cargas gravitatorias que aparecen en la siguiente combinación de acciones:

$$\sum G_{kj} \text{ “+” } \sum \Psi_{2i} Q_{ki} \quad (5.6)$$

donde

$\Psi_{2i}$  coeficiente de combinación para la acción variable  $i$ .

- (3) Los valores de  $\Psi_{2i}$  vienen dados en la Norma Europea Experimental ENV 1991-1.

## 5.7 Desplazamientos

- (1)P Los desplazamientos inducidos por la acción sísmica de diseño se deben calcular sobre la base de la deformación elástica del sistema estructural, por medio de la siguiente expresión simplificada:

$$d_s = q_d \cdot d_e \cdot \gamma_I \quad (5.7)$$

donde

$d_s$  desplazamiento de un punto del sistema estructural inducido por la acción sísmica de proyecto;

$q_d$  factor de comportamiento del desplazamiento, asumido igual a  $q$ , como se define en el apartado 2.6;

$d_e$  desplazamiento del mismo punto del sistema estructural, determinado por un análisis lineal basado en el espectro de respuesta de proyecto, de acuerdo con el apartado 3.3;

$\gamma_I$  factor de importancia (véase el apartado 2.3).

## 6 COMPROBACIÓN DE LA SEGURIDAD

### 6.1 Estado límite último

- (1)P La seguridad frente al colapso (estado límite último) bajo la acción sísmica de diseño se garantiza cuando se cumplen las siguientes condiciones relativas a la resistencia, ductilidad y estabilidad de la estructura.

#### 6.1.1 Capacidad de resistencia de los elementos estructurales

- (1) Todos los elementos estructurales deben satisfacer la siguiente relación:

$$R_d \geq E_d (\gamma_I E, G, P, \dots) \quad (6.1)$$

donde

$R_d$  resistencia de proyecto del elemento, calculada de acuerdo a los modelos mecánicos y a las reglas específicas del material (valores característicos de la propiedad  $f_k$  y el factor de seguridad parcial  $\gamma_M$ ) dadas en la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-3 y en los Eurocódigos correspondientes;

$E_d$  valor de la acción sísmica de proyecto, tal como se define en la sección 5.6, incluyendo si es necesario los efectos y  $P - \Delta$  y térmicos.



### 6.1.2 Efectos de segundo orden

- (1)P Los efectos de segundo orden (efectos P - Δ) se deben evaluar considerando los desplazamientos calculados según el apartado 5.7.
- (2) No es necesario considerar los efectos de segundo orden (efectos P - Δ) cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\delta M/M_o \leq 0,10 \quad (6.2)$$

donde

$\delta M$  momento de vuelco debido al efecto P - Δ. Se puede evaluar a partir del análisis de primer orden;

$M_o$  momento de vuelco de primer orden.

### 6.1.3 Efectos térmicos

- (1)P Si la temperatura de operación de los elementos estructurales es superior a [100 °C], se deben tener en cuenta los efectos térmicos sobre las propiedades mecánicas de dichos elementos, tales como: módulo elástico, carga de deformación y coeficiente de dilatación. En todo caso se deben aplicar los Eurocódigos correspondientes para estimar dichos efectos.

### 6.1.4 Condición de ductilidad

- (1)P Se debe comprobar que los elementos estructurales y la estructura en su conjunto posean la ductilidad adecuada para la explotación prevista, lo cual depende del sistema constructivo seleccionado y el factor de comportamiento adoptado. En el caso de utilización del factor de comportamiento propuesto en el apartado 2.6 con los requisitos asociados de diseño, se considera satisfecha esta verificación.

### 6.1.5 Estabilidad

- (1) Se debe comprobar la estabilidad de la estructura frente al conjunto de fuerzas inducidas por las reglas de combinación de cargas, incluyendo la interacción entre tuberías y las cargas hidrodinámicas.
- (2) Se pueden usar métodos especiales para comprobar la estabilidad, tal como se indica en el apartado 4.2.4 (2) de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-2:1994.

## 6.2 Estado límite de servicio

- (1)P Se debe comprobar el estado límite de servicio para un terremoto con el período de retorno definido en el apartado 2.5.
- (2) Las deformaciones en el estado límite de servicio se deben comprobar dividiendo el desplazamiento dado por la expresión 5.7 por el factor de reducción  $v$  de la tabla 4.1 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-2:1994.
- (3) P Los conductos de gases residuales de las chimeneas se deben comprobar para las deformaciones impuestas entre puntos de anclaje y para las aceleraciones y las separaciones impuestas entre los elementos internos, de tal forma que la estanquidad del gas no se pierda y se mantenga una reserva de seguridad suficiente frente al colapso del conducto de gas.
- (4) Si ciertos usos de la estructura se ven significativamente afectados por las deformaciones (por ejemplo en torres de telecomunicaciones), se debe limitar dicha deformación a valores apropiados. Asimismo, se deben calcular las deformaciones transitorias máximas que puedan ocasionar daños permanentes.
- (5) Las torres de radiodifusión son generalmente insensibles a las deformaciones, por lo que normalmente la comprobación del estado límite de servicio asociado con la limitación de las deformaciones es innecesaria.

## ANEXO A (Informativo)

## ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL CONSIDERANDO UN MOVIMIENTO SÍSMICO DE ROTACIÓN

- (1) El movimiento del suelo durante el terremoto se representa mediante tres espectros de respuesta de traslación y tres de rotación.
- (2) Las traslaciones espectrales son las respuestas espectrales elásticas para las dos direcciones horizontales (ejes X y Y) y para la dirección vertical (eje Z), tal como se indica en el apartado 4.2.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-1:1994.
- (3) El espectro de respuesta de rotación se define de manera análoga al espectro de respuesta de traslación, por ejemplo, considerando un oscilador de un solo grado de libertad a rotación, de período natural  $T$  y amortiguamiento  $\xi$ , excitado por un movimiento rotacional.
- (4) Sea  $R^\theta$  la relación entre el momento máximo en el muelle del oscilador y el momento de inercia rotacional de éste con respecto a su eje de giro. El espectro de respuesta de rotación es el diagrama de  $R^\theta$  en función del período natural, para valores dados de  $\xi$ .
- (5) A menos que se posean resultados de una investigación específica, la respuesta espectral de rotación se define como:

$$R_X^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / (v_s T) \quad (\text{A.1})$$

$$R_Y^\theta(T) = 1,7 \pi S_e(T) / (v_s T) \quad (\text{A.2})$$

$$R_Z^\theta(T) = 2,0 \pi S_e(T) / (v_s T) \quad (\text{A.3})$$

donde

$R_X^\theta, R_Y^\theta$  y  $R_Z^\theta$  espectros de respuesta de rotación alrededor de los ejes X, Y y Z, en rad/seg<sup>2</sup>;

$S_e(T)$  espectro de respuesta dependiente del lugar para las componentes horizontales, en m/seg<sup>2</sup>;

$T$  período considerado en segundos, donde  $T$  no será menor que  $T_c$ ;

$v_s$  velocidad de las ondas S en las capas superiores del perfil del suelo, en m/seg, o promedio de las velocidades de las ondas S en los primeros 50 m. de profundidad. También se puede utilizar el valor correspondiente a las vibraciones de pequeña amplitud, asociadas a deformaciones cortantes del orden de  $10^{-6}$ .

- (6) El valor de  $v_s$  se puede evaluar directamente, mediante mediciones de campo, o a través de ensayos de laboratorio del módulo de esfuerzo cortante, para pequeñas deformaciones,  $G$ , y de la densidad del suelo,  $\rho$ , mediante la expresión:

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (\text{A.4})$$

- (7) En los casos en que  $v_s$  no se evalúe mediante medidas experimentales, se pueden utilizar los siguientes valores, que son consistentes con la clasificación del subsuelo:

Subsuelo clase A  $v_s = 800$  m/seg

Subsuelo clase B  $v_s = 400$  m/seg

Subsuelo clase C  $v_s = 200$  m/seg

- (8) Cuando se utilice el espectro de respuesta de proyecto, se debe reemplazar  $S_e(T)$  por  $S_d(T)$  en las expresiones A.1, A.2 y A.3.

- (9) Dada una aceleración del suelo  $\ddot{u}(t)$  en la dirección horizontal X y una aceleración de rotación  $\ddot{\theta}(t)$  en el plano X-Z, la ecuación de movimiento de un sistema de varios grados de libertad, descrito solamente por los desplazamientos de traslación en la dirección X, viene dada por:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{m\} \ddot{u} + \{m \cdot h\} \ddot{\theta} \quad (A.5)$$

donde

$[M]$ ,  $[C]$  y  $[K]$  matrices de masa, amortiguamiento y rigidez;

$\{x\}$  vector de desplazamiento relativo a la base del sistema;

$\{m\}$  vector de masas traslacionales en la dirección de la excitación u. Este vector coincide con la diagonal principal de la matriz de masa  $[M]$ ;

$\{m \cdot h\}$  vector del producto de cada masa, m, por su cota, h, medida con respecto a la base (nivel de aplicación de la excitación);

$\ddot{u}$  aceleración de traslación del suelo (representada por  $S_e$ );

$\ddot{\theta}$  aceleración de rotación del suelo (representada por  $R^\theta$ , como se definió anteriormente).

- (10) Para considerar el término  $\{m\} \ddot{u}$  en el análisis modal, el factor de participación,  $a_{nu}$ , del modo n es:

$$a_{nu} = \frac{\sum_i m_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} \quad (A.6)$$

mientras que para el término  $\{m \cdot h\} \ddot{\theta}$  el factor de participación,  $a_{n\theta}$ , del modo n es

$$a_{n\theta} = \frac{\sum_i m_i h_i \phi_i}{\sum_i m_i \phi_i^2} \quad (A.7)$$

donde

$\phi_i$  i-ésima componente del enésimo vector modal;

$m_i$  i-ésima componente de  $\{m\}$ ;

$m_i h_i$  i-ésima componente de  $\{m \cdot h\}$ .

- (11) En (A.5) los efectos de las dos fuerzas excitatrices han de superponerse en cada instante. Puesto que generalmente dichas fuerzas no están en fase, los efectos de la rotación del suelo se pueden combinar con los efectos de la traslación usando la regla SRSS.

**ANEXO B (Informativo)****PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS DEL AMORTIGUAMIENTO**

- (1) Cuando se realiza el análisis modal, se requiere definir las razones de amortiguamiento respecto al amortiguamiento crítico para cada modo de vibración. Si un modo de vibración involucra esencialmente un determinado material estructural, entonces la razón de amortiguamiento debe ajustarse a las propiedades de disipación de dicho material y a la amplitud de la deformación. Los rangos de valores de las razones de amortiguamiento,  $\xi$ , que han sido propuestas para diferentes materiales son:

Elementos de acero	1%	–	4%
Elementos de hormigón	2%	–	7%
Revestimientos de cerámica	1,5%	–	5%
Mampostería de ladrillo	3%	–	10%

- (2) En los casos en que es evidente que los elementos no estructurales contribuyen a la disipación de la energía, se pueden asumir valores de amortiguamiento más elevados. Por otra parte, debido a la dependencia que existe entre la amplitud de la deformación y el amortiguamiento, generalmente las fronteras más bajas de los rangos son apropiadas para realizar los análisis de estado de servicio, mientras que las fronteras superiores lo son para los análisis de estado último.
- (3) Por lo que respecta a la energía de disipación del suelo, los valores representativos para la razón de amortiguamiento asociada con los correspondientes grados de libertad del terreno son:
- |                               |     |   |     |
|-------------------------------|-----|---|-----|
| movimiento lateral del suelo  | 10% | – | 20% |
| movimiento de giro del suelo  | 7%  | – | 15% |
| movimiento vertical del suelo | 15% | – | 20% |
- (4) Para zapatas lineales se deben aplicar coeficientes de amortiguamiento asociados al movimiento vertical del suelo, se deben limitar al 10%.
- (5) Deben asignarse valores bajos de las razones de amortiguamiento a las cimentaciones sobre depósitos superficiales de suelo que descansen sobre una capa rocosa rígida.
- (6) Generalmente, para las estructuras tratadas en esta norma cualquier modo de vibración implica la deformación de más de un material. En este caso, es apropiado utilizar un promedio ponderado del amortiguamiento modal basado en la energía elástica de deformación almacenada en ese modo de vibración.

- (7) Esta formulación conduce a:

$$\bar{\xi}_j = \frac{\{\phi_j\}^T [\bar{K}] \{\phi_j\}}{\{\phi_j\}^T [K] \{\phi_j\}} \quad (\text{B.1})$$

donde

$\bar{\xi}_j$  razón de amortiguamiento modal para el j-ésimo modo de vibración;

[K] matriz de rigidez;

$[\bar{K}]$  matriz de rigidez modificada, construida considerando cada elemento de la matriz de rigidez multiplicado por la correspondiente razón de amortiguamiento del elemento;

$\{\phi_j\}$  j-ésimo vector modal.

- (8) Se pueden usar otras técnicas cuando se disponga de datos más detallados sobre las características de amortiguamiento de los subsistemas estructurales.
- (9) Es aconsejable para cada modo de vibración utilizar un límite superior  $\bar{\xi}_j < 15\%$ , a menos que se disponga de un conjunto adecuado de datos experimentales de amortiguamiento.

## ANEXO C (Informativo)

## INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

- (1) El movimiento sísmico de diseño se define en la superficie del suelo en condiciones de campo libre, es decir, sin estar afectado por las fuerzas inerciales originadas por la presencia de las estructuras. Cuando la estructura esté cimentada sobre depósitos de suelo o suelos blandos, el movimiento resultante en la base de la misma será diferente de aquél observado a la misma cota en campo libre, debido a la deformabilidad del suelo. Para estructuras altas, el balanceo del suelo puede ser importante y puede incrementar significativamente los efectos de segundo orden.
- (2) Los métodos para modelizar la interacción suelo-estructura deben considerar: 1) el empotramiento de la cimentación; 2) la profundidad de la posible capa rocosa; 3) la estratificación de suelo; 4) la variabilidad intrínseca de las propiedades del suelo en cualquier estrato y 5) la dependencia de éstas (módulo de esfuerzo cortante y amortiguamiento) del nivel de deformación.
- (3) Es generalmente aceptable la hipótesis de estratificación horizontal.
- (4) A menos que los análisis de suelo sugieran un rango adecuado de variabilidad para el módulo dinámico del suelo, el límite superior de la rigidez del suelo puede obtenerse multiplicando por 2 el conjunto de valores del módulo mejor estimados y el límite inferior multiplicando por 0,5 todos los valores.
- (5) El amortiguamiento y el módulo de esfuerzo cortante para cada capa de suelo deben ser consistentes con la deformación cortante efectiva esperada durante la excitación. Es aceptable un método lineal equivalente, en cuyo caso el análisis debe ser ejecutado iterativamente. En cada iteración el análisis es lineal, pero las propiedades del suelo se deben ajustar de iteración en iteración, hasta que la deformación calculada sea compatible con las propiedades del suelo utilizadas en el análisis. El procedimiento iterativo se puede desarrollar a partir de los depósitos de suelo en campo libre, sin considerar la presencia de la estructura.
- (6) La deformación tangencial efectiva en cualquier capa, que hay que usar para evaluar el módulo dinámico y el amortiguamiento en el método lineal equivalente, puede tomarse como:

$$\gamma_{\text{eff}} = 0,65 \gamma_{\text{máx.,t}} \quad (\text{C.1})$$

donde

$\gamma_{\text{máx.,t}}$  es el valor máximo de la deformación cortante en la capa de suelo durante la excitación en campo libre.

- (7) Si se utiliza un método de elementos finitos para modelizar un suelo blando, se debe justificar el criterio para determinar la localización de la frontera inferior y la frontera lateral. En estos casos, se requiere generar un sistema de excitación sísmica actuando en estas fronteras, de tal forma que el movimiento de respuesta del suelo en la superficie en campo libre sea idéntico al movimiento de proyecto. Se deben discutir los procedimientos y teorías utilizados para generar tales sistemas de excitación.
- (8) Si se utiliza el método del semiespacio con parámetros concentrados, se debe considerar el efecto de la estratificación en los parámetros usados en el análisis de deformabilidad del suelo. Además, se debe considerar la variabilidad intrínseca de las propiedades del suelo y su variación con la deformación tangencial.
- (9) Cualquier otro método de modelización usado para el análisis de la interacción suelo-estructura se debe explicar claramente, así como las razones, en su caso, para no considerar la interacción suelo-estructura en el análisis.

# ANEXO D (Informativo)

## NÚMERO DE GRADOS DE LIBERTAD Y NÚMERO DE MODOS DE VIBRACIÓN

- (1) Se debe utilizar un análisis dinámico (por ejemplo espectro de respuesta, densidad espectral de potencia, historias temporales, etc.) cuando no se pueda justificar el uso de la carga estática equivalente.
- (2) El análisis debe incluir:
  - Consideración de la respuesta torsional, de giro y traslacional de las cimentaciones.
  - Un número adecuado de masas y grados de libertad para determinar la respuesta de cualquier elemento estructural y equipo.
  - Un número suficiente de modos para asegurar la participación de todos los modos significativos.
  - Consideración del desplazamiento relativo máximo entre apoyos de equipos o maquinarias (para una chimenea, la interacción entre tubos internos y externos).
  - Efectos significativos tales como interacciones de tuberías, restricciones estructurales aplicadas externamente, cargas hidrodinámicas (efectos de masa y rigidez) y posible comportamiento no lineal.
  - Desarrollo de la “respuesta espectral de piso” en el caso de la presencia de equipos ligeros o anexos estructurales.
- (3) La masa modal efectiva  $M_i$  en una dirección específica, indicada en la sección 5.3.1, se puede calcular como

$$M_i = \frac{\left( \{\phi_i\}^T [M] \{i\} \right)^2}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} \quad (D.1)$$

donde

$[M]$  matriz de masa;

$\{\phi_i\}$  i-ésimo vector modal;

$\{i\}$  vector columna (usualmente con componentes adimensionales 1 ó 0). Representa el desplazamiento inducido en la estructura cuando su base está sujeta a un desplazamiento estático unitario en la dirección correspondiente.

- (4) El criterio indicado en el apartado 5.3.1 (3) no asegura la adecuada discretización de la masa. El criterio es aplicable, a menos que se trate de un equipo ligero o de un anexo estructural, en cuyo, caso aunque la condición antes indicada se cumpla, el modelo matemático de la estructura no tiene necesariamente que ser el adecuado para representar el movimiento del equipo o anexo. En este último caso, cuando el análisis del equipo o anexo sea necesario, debe desarrollarse “un espectro de respuesta de piso” aplicable a la cota del piso donde el equipo o anexo esté localizado. Este método también es conveniente cuando se tenga que analizar una porción independiente de la estructura, por ejemplo, un tubo de mampostería interno de una chimenea, soportado sobre asas individuales insertadas en el cañón de ésta.
- (5) Asimismo, el criterio indicado en el apartado 5.3.1 (3) puede ser no conservador para la evaluación de la parte superior de la estructura, y en particular para los elementos arriostrados.

**ANEXO E (Normativo)****REGLAS ESPECIALES PARA LAS CHIMENEAS DE HORMIGÓN ARMADO****E.1 Generalidades****E.1.1 Materiales**

- (1) Todos los materiales y ensayos de materiales deben cumplir lo establecido en la Norma Europea Experimental ENV 1992-1-1.
- (2) El tipo del hormigón no debe ser inferior al C20/25 (según se define en la Norma Europea Experimental ENV 1992-1-1).

**E.2 Estado límite último****E.2.1 Comprobación de la resistencia para el diseño por capacidad**

- (1)P De acuerdo a la Norma Europea Experimental ENV 1992-1-1, cuando se desee una conducta dúctil de la estructura ( $q > 1$ ) se deben comprobar todos los elementos sometidos a acciones sísmicas. En la expresión 5.5 del apartado 5.6, se deben reemplazar los efectos  $\gamma_1 A_{Ed}$  por  $\alpha_{CD} A_{Ed}$ , donde el factor de magnificación del diseño por capacidad,  $\alpha_{CD}$ , se calcula como:

$$\alpha_{CD} = \frac{\gamma_0 M_{Rd,h}}{M_{Ed,h}} \leq \gamma_1 q \quad (E.1)$$

donde

$M_{Rd,h}$  resistencia de proyecto a flexión de la sección de la rótula plástica, basado en la geometría de la sección actual y el armado del hormigón. En la determinación de  $M_{Rd,h}$  se debe considerar la interacción con la fuerza axial correspondiente a la situación de diseño sismorresistente;

$M_{Ed,h}$  momento de curvatura en la sección de la rótula plástica debido a la carga sísmica;

$\gamma_0$   $0,8 + 0,2 q$ .

- (2)P La resistencia a flexión de la región de la rótula plástica se debe comprobar con las reglas de la Norma Europea Experimental ENV 1992-1-1, bajo los efectos de las acciones sísmicas sin modificación alguna por el factor  $\alpha_{CD}$ .
- (3)P La resistencia a cortante de la región de la rótula plástica se debe comprobar bajo los efectos correspondientes al diseño por capacidad, como se definió antes en (E.1).
- (4)P El cálculo de la resistencia cortante en esta región se debe hacer de acuerdo con el apartado 5.6.3.4 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-2:1995.

**E.2.2 Requisitos de ductilidad local**

- (1)P Se debe asegurar el comportamiento dúctil de la zona del hormigón a compresión en las regiones de rótulas plásticas potenciales.



- (2)P El confinamiento de la zona a compresión es necesario, en general, en las regiones de rótulas plásticas potenciales si la fuerza axial normalizada excede los siguientes límites:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} > 0,12 \quad (E.2)$$

donde

$N_{Ed}$  valor de proyecto de la carga axial en la situación de diseño antisísmico;

$A_c$  área de la sección transversal;

$f_{cd}$  valor de proyecto de la resistencia a compresión del hormigón.

- (3)P Incluso en el caso en que  $v_d$  sobrepase el valor de la expresión (E.2), no se requiere confinamiento en secciones transversales huecas si en la situación de diseño antisísmico (véase el apartado 5.6) se obtiene un factor convencional de curvatura de ductilidad (FCCD) tal como se define en el apartado 2.4.4 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-1-3:1995

$$\mu_{1/r} \geq [9] \quad (E.3)$$

con una deformación máxima a compresión del hormigón inferior a  $\epsilon_c = 0,35\%$ .

- (4) Cuando se requiera el confinamiento, de acuerdo a los puntos (2) y (3) antes indicados, son aplicables las reglas del apartado 6.2 de la Norma Europea Experimental ENV 1998-2:1995, relativas a la cantidad, extensión y detallado de la armadura de confinamiento; así como a la cantidad de armadura requerida para evitar el pandeo de la armadura de compresión longitudinal.

### E.3 Estado límite de servicio

- (1) Los desplazamientos horizontales en chimeneas son debidos principalmente a las deformaciones provocadas por la flexión y el giro de la cimentación. En ambos casos sus efectos en elementos no estructurales es limitado y generalmente no produce ningún daño.
- (2) Sin embargo, la minimización del daño requerida se debe comprobar para asegurar que los movimientos relativos entre la lámina y el revestimiento, así como los movimientos de las plataformas de apoyo, sean compatibles con el estado de servicio del revestimiento. Estos movimientos se deben calcular como se indica en el apartado 6.2.(2).
- (3) También se deben verificar las siguientes condiciones:

$$d_{top} \leq [0,008] H \quad (E.4)$$

donde

$d_{top}$  desplazamiento del punto más alto de la chimenea calculado de acuerdo con el apartado 6.2;

$H$  altura de la chimenea.

## **E.4 Detallado**

### **E.4.1 Armadura mínima (vertical y horizontal)**

- (1) Para una chimenea con un diámetro exterior de 4 m o más, la relación mínima entre la armadura vertical y el área de la sección transversal no debe ser menor que [0,003]. La armadura se debe distribuir en capas hacia las caras interior y exterior, disponiendo al menos la mitad de la misma en las capas exteriores.
- (2) En las proximidades de la coronación de la chimenea, donde los esfuerzos debidos a cargas permanentes son bastante pequeños, se debe añadir una armadura vertical equivalente como mínimo a la armadura horizontal.
- (3) Una chimenea con un diámetro exterior de 4 m o más se debe dotar con capas de armadura horizontal en las proximidades de ambas superficies (exterior e interior) y la relación entre éstas y el área bruta de la sección transversal no debe ser menor que [0,001].
- (4) En las chimeneas con un diámetro exterior de menos de 4 m se puede omitir la capa de armadura interior sólo en los casos en los que la relación entre la capa de armadura exterior y el área bruta de la sección transversal no sea menor que [0,002].
- (5) Los estribos circunferenciales se deben colocar por fuera de las barras verticales, aseguradas a éstas. Todas las barras de armadura deben atarse a intervalos de no más de 60 cm.
- (6) Se debe prestar especial atención a los lugares en donde se colocan los estribos circunferenciales, de tal forma que no puedan combarse o ser desplazados durante el vertido del hormigón, lo que originaría un recubrimiento de hormigón menor que el requerido. Los estribos anulares se deben cerrar preferiblemente por soldadura. No se permiten cerraduras por empalme.

### **E.4.2 Distancia entre las armaduras**

La distancia entre barras verticales no debe exceder los [250] mm y la distancia entre barras horizontales no debe exceder los [200] mm.

### **E.4.3 Armadura mínima alrededor de aberturas**

- (1) Adicionalmente a la armadura determinada por criterios de estabilidad y temperatura, se debe añadir una armadura extra a los lados, al fondo y en las esquinas superiores de las aberturas, como se especifica más adelante. Este exceso de armadura se debe localizar cerca de la superficie exterior de la chimenea, tan cerca de la abertura como el propio espaciamiento de las barras lo permita. A menos que se especifique de otra forma, toda la armadura extra debe sobrepasar la abertura a una distancia suficiente para asegurar la adherencia.
- (2) A ambos lados de la abertura, en una distancia igual a la mitad de la anchura de la misma, la relación mínima de armadura vertical debe ser [0,0075].

**ANEXO F (Normativo)**

**MATERIALES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO**

**F.1 Materiales**

- (1) Las propiedades mecánicas y la composición química de las estructuras de acero deben cumplir con los requisitos de las normas europeas de la serie EN 10000.
- (2) Todos los requisitos estructurales se deben cumplir tanto a la temperatura de operación como a la temperatura ambiente. La tabla F.1 indica las propiedades mecánicas en función de la temperatura para los tipos de acero más comúnmente utilizados.

**Tabla F.1**  
**Tensión de fluencia en  $\text{N/mm}^2$  y módulo de Young en  $\text{kN/mm}^2$ ,  
en función de la temperatura, en  $^{\circ}\text{C}$**

Temperatura T ( $^{\circ}\text{C}$ )	Tipo de acero			Módulo de Young
	S235	S275	S355	
20	235	275	355	210
200	207	242	312	201
250	196	229	295	197
300	183	214	276	192
350	169	197	255	185
400	152	178	230	173

- (3) Las clases de acero más frecuentes son el B y el C; pero en condiciones ambientales severas, principalmente en casos de baja temperatura, se debe usar la clase D.
- (4) Se pueden usar otros aceros certificados, siempre y cuando se respete la resistencia mínima a la dureza de [28] joules y se garantice la elongación mínima del [3] % en una muestra estándar calibrada con una longitud  $L = 5 D$ .
- (5) Se debe evitar el uso de acero especial que no respete los límites antes indicados, a menos que se pueda demostrar que el espesor requerido para una carga sísmica o de viento es sensiblemente inferior al espesor adoptado.
- (6) Para chimeneas de acero, al comprobar las tensiones, se debe tener en cuenta un sobreespesor de al menos [2] mm para la corrosión, a menos que se adopten medidas especiales para minimizar la corrosión.

**ANEXO G (Normativo)****TORRES DE TRANSMISIÓN**

- (1) Este anexo describe los requisitos mínimos para tener en cuenta el efecto de los cables entre dos torres.
- (2) La estructura se debe analizar bajo el efecto de dos conjuntos de acciones sísmicas concurrentes.
  - Un conjunto de fuerzas horizontales en la parte superior de la torre, aportadas por los cables en la hipótesis de que cada torre se mueve estáticamente con respecto a las torres adyacentes, en la dirección más desfavorable. El desplazamiento supuesto debe ser igual al máximo desplazamiento del suelo especificado en el capítulo 4 de la parte 1-1. Se debe asimismo analizar el conjunto de desplazamientos relativos entre torre y torre.
  - Las cargas inerciales resultantes del análisis dinámico. A menos que se diseñe un modelo dinámico para una parte representativa de la línea completa, se debe modelizar un grupo de como mínimo 3 torres, de tal forma que pueda hacerse una evaluación aceptable de la masa y la rigidez del cable para la torre central.
- (3) Para torres tangentes las cargas inerciales se calculan suponiendo que la torre funciona como una viga en voladizo, sujeta elásticamente a la cota de los cables en la dirección de estos.
- (4) Para torres de anclaje, las cargas inerciales se calculan en la condición más desfavorable, resultante de modelizar la torre como una viga en voladizo aislada, o una viga en voladizo sujeta elásticamente en la parte superior según la dirección de los cables.
- (5) Cuando es probable que se produzcan tensiones en la base de las columnas, el anclaje correspondiente a las cimentaciones debe ser capaz de transmitir la tensión total calculada considerando un factor de comportamiento igual a [2].
- (6) Otros detalles críticos en relación a la carga sísmica son:
  - Ángulos sometidos a ciclos alternados de compresión y tracción.
  - Conexiones con pernos, especialmente con un solo perno.
  - Uniones en torres tubulares de acero.



---

---

**AENOR** Asociación Española de  
Normalización y Certificación

Dirección C Génova, 6  
28004 MADRID-España

Teléfono 91 432 60 00

Fax 91 310 40 32

AENOR AUTORIZA EL USO DE ESTE DOCUMENTO A UNIVERSIDAD POLITECNICA MADRID