

norma española experimental

UNE-ENV 1998-4

Abril 2004

TÍTULO

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

Parte 4: Silos, depósitos y tuberías

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines.

Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes. Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations.

CORRESPONDENCIA

Esta norma experimental es la versión oficial, en español, de la Norma Europea Experimental ENV 1998-4 de enero de 1998.

OBSERVACIONES

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 20937:2004

© AENOR 2004
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

60 Páginas

Grupo 35

ICS 91.120.25

Descriptores: Ingeniería civil, construcción, estructuras, silos, tuberías, depósitos, estructuras sismorresistentes, proyecto sismorresistente cálculo.

Versión en español

Eurocodigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes Parte 4: Silos, depósitos y tuberías

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 4: Silos, tanks and pipelines.

Eurocode 8: Conception et dimensionnement des structures pour la résistance aux séismes. Partie 4: Silos, réservoirs et canalisations.

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben. Teil 4: Silos, Tankbauwerke und Rohrleitungen.

Esta norma europea experimental (ENV) ha sido aprobada por CEN el 1997-06-06 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

© 1998 Derechos de reproducción reservados a los Miembros de CEN.

ÍNDICE

	Página
ANTECEDENTES	6
1 GENERALIDADES.....	9
1.1 Campo de aplicación.....	9
1.2 Requisitos de seguridad	9
1.2.1 Generalidades.....	9
1.2.2 Estado límite de servicio.....	10
1.2.3 Estado límite último.....	10
1.2.4 Clases de fiabilidad	10
1.2.5 Fiabilidad de un elemento versus fiabilidad del sistema	11
1.2.6 Diseño conceptual	12
1.3 Acción sísmica	12
1.4 Análisis.....	12
1.4.1 Generalidades.....	12
1.4.2 Factores de comportamiento.....	13
1.4.3 Amortiguamiento	13
1.4.4 Interacción con el suelo	14
1.5 Comprobaciones de seguridad.....	14
1.5.1 Generalidades.....	14
1.5.2 Combinación de la acción sísmica con otras acciones.....	14
2 REGLAS ESPECÍFICAS PARA SILOS	15
2.1 Sobrepresión dinámica	15
2.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno	15
2.3 Análisis.....	16
2.4 Comprobaciones	16
2.4.1 Estado límite de servicio.....	16
2.4.2 Estado límite último.....	16
3 REGLAS ESPECÍFICAS PARA DEPÓSITOS.....	17
3.1 Criterios de conformidad	17
3.1.1 Generalidades.....	17
3.1.2 Estado límite de servicio.....	17
3.1.3 Estado límite último.....	17
3.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno	17
3.3 Métodos de análisis	18
3.3.1 Generalidades.....	18
3.3.2 Factores de comportamiento.....	18
3.3.3 Efectos hidrodinámicos	18
3.4 Comprobaciones	19
3.4.1 Estado límite de servicio.....	19
3.4.2 Estado límite último.....	20

3.5	Medidas complementarias.....	20
3.5.1	Apantallamiento.....	20
3.5.2	Salpicaduras	20
3.5.3	Interacción con tuberías.....	21
4	REGLAS ESPECÍFICAS PARA TUBERÍAS	21
4.1	Generalidades.....	21
4.2	Requisitos.....	22
4.2.1	Clases de fiabilidad	22
4.2.2	Requisitos de servicio.....	22
4.2.3	Requisitos de seguridad.....	22
4.3	Acción sísmica	23
4.3.1	Generalidades.....	23
4.3.2	Vibraciones sísmicas	23
4.3.3	Modelización de ondas sísmicas.....	23
4.3.4	Movimientos permanentes del terreno.....	24
4.4	Métodos de análisis	24
4.4.1	Tuberías enterradas.....	24
4.4.2	Tuberías aéreas	24
4.5	Comprobaciones	25
4.5.1	Generalidades.....	25
4.6	Medidas de proyecto para el cruce de fallas.....	26
ANEXOS		
ANEXO A (Informativo)	MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE DEPÓSITOS.....	28
ANEXO B (Informativo)	TUBERÍAS ENTERRADAS	58

ANTECEDENTES

Objetivos de los Eurocódigos

- (1) Los “Eurocódigos Estructurales” constan de un grupo de normas para el proyecto estructural y geotécnico de los edificios y de las obras de ingeniería civil.
- (2) Estos Eurocódigos cubren la ejecución y el control sólo en el ámbito que es necesario para indicar la calidad de los productos de construcción, y los niveles de calidad de mano de obra requeridos para cumplir con las hipótesis de las reglas de proyecto.
- (3) Hasta que esté disponible todo el conjunto necesario de especificaciones técnicas armonizadas para los distintos productos y para los métodos de comprobación de sus características, habrá Eurocódigos Estructurales que cubran algunos de esos aspectos en anexos informativos.

Historial del programa Eurocódigo

- (4) La Comisión de las Comunidades Europeas (CCE) inició el trabajo para establecer un conjunto de normas técnicas armonizadas para el diseño de edificios y trabajos de ingeniería civil que pudiesen inicialmente servir como alternativa a las diferentes normas en vigor en los diferentes Estados Miembro y finalmente reemplazarlas. Estas normas técnicas se conocieron como “Eurocódigos Estructurales”.
- (5) En 1990, después de consultar a sus respectivos Estados Miembro, la CCE transfirió el trabajo del desarrollo posterior, emisión y actualización de los Eurocódigos Estructurales al CEN, y la Secretaría de la AELC acordó apoyar el trabajo de CEN.
- (6) El Comité Técnico de CEN, CEN/TC 250, es el responsable de todos los Eurocódigos Estructurales.

El Programa Eurocódigo

- (7) El trabajo está distribuido en los siguientes Eurocódigos Estructurales, cada uno consistiendo a su vez, generalmente, de varias 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 hormigón y acero.
 - EN 1995 Eurocódigo 5: Proyecto de estructuras de madera.
 - EN 1996 Eurocódigo 6: Proyecto de estructuras de fábrica.
 - 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) Se han creado diferentes subcomités en el seno del CEN/TC 250 para los diferentes Eurocódigos relacionados anteriormente.
- (9) Esta parte del Eurocódigo 8 se publica como una norma europea experimental (ENV) con una validez inicial de tres años.

- (10) Esta norma experimental está enfocada a la aplicación experimental y se pretende que sirva para la realización de propuestas.
- (11) Tras dos años aproximadamente, los miembros de CEN serán invitados a realizar propuestas formales que serán consideradas a la hora de decidir acciones futuras.
- (12) Mientras tanto, los comentarios sobre esta norma experimental deberán enviarse a la Secretaría del CEN/TC 250/SC8 a la siguiente dirección:

IPQ c/o LNEC
Avenida do Brasil 101
P – 1799 LISBOA Code
PORTUGAL

o bien al Organismo Nacional de Normalización correspondiente.

NOTA NACIONAL – El Organismo Nacional de Normalización en España:

AENOR
Génova, 6
28004 MADRID
Teléfono: 91-4326000
Fax: 91-3104976

Documentos Nacionales de Aplicación (DNA)

- (13) A la vista de las responsabilidades de las autoridades de los países miembro en lo referente a seguridad, salud y otros asuntos cubiertos por los Requisitos esenciales de la Directiva de Productos de Construcción (DPC), a ciertos elementos de seguridad en esta ENV les han sido asignados valores sólo indicativos, que se identifican por unos corchetes ([]) (“valores en recuadro”). Se espera de las autoridades de cada país miembro que asignen valores definitivos a estos valores.
- (14) Algunas de las normas armonizadas europeas soporte puede que no estén disponibles en el momento de publicación de esta norma experimental. Por esto, se anticipa que cada país miembro o su Organismo de Normalización redactará un Documento Nacional de Aplicación (DNA) en el se den todos los valores definitivos para los elementos de seguridad, en el que se haga referencia a normas compatibles que lo sustenten y proporcione asimismo una guía para la aplicación nacional de esta norma experimental.
- (15) Se pretende que esta norma experimental sea utilizada conjuntamente con el DNA del país en el que se localizan las obras de edificación o de ingeniería civil.

Temas específicos de esta Norma Experimental

- (16) El alcance del Eurocódigo 8 se define en el apartado 1.1.1 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994 y el objetivo de esta parte del Eurocódigo 8 se define en el apartado 1.1. Las otras partes previstas del Eurocódigo 8 se indican en el apartado 1.1.3 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994.
- (17) Esta norma experimental se divide en cuatro capítulos. El primer capítulo recoge las reglas generales aplicables al diseño sismorresistente de silos, depósitos y tuberías. Los otros capítulos tratan sobre las reglas específicas de silos (capítulo 2), depósitos (capítulo 3) y tuberías (capítulo 4).
- (18) Hay que destacar que esta norma experimental debe utilizarse conjuntamente con la Norma Experimental ENV 1998-1-1 y se deben tener en cuenta los requisitos recogidos en otros Eurocódigos.
- (19) Esta norma experimental incluye dos anexos informativos.

Desarrollo futuro previsto de esta norma experimental

- (20) Un objetivo de esta norma experimental es asegurar la consistencia entre las reglas sísmicas de diseño utilizadas para silos, depósitos y tuberías y las utilizadas para otras obras de construcción. Debe entenderse que éste es un objetivo a largo plazo que requiere un progreso continuo y no puede alcanzarse inmediatamente.
- (21) Las partes de otros Eurocódigos que tratan las mismas estructuras que esta norma experimental están en elaboración.
- (22) Ciertos aspectos del comportamiento sísmico de silos, depósitos y tuberías están siendo investigados actualmente. Se espera que esta norma experimental, y en particular los procedimientos de diseño y las reglas indicadas en los apéndices, se vayan actualizando en paralelo con el avance del conocimiento en este campo.

1 GENERALIDADES

1.1 Campo de aplicación

- (1)P Esta norma experimental tiene por objeto definir principios y reglas de aplicación para el diseño sísmico de los aspectos estructurales de instalaciones integradas compuestas por sistemas de tuberías y depósitos de almacenamiento de diferentes tipos y usos, así como para elementos independientes, tales como torres aisladas de agua para un fin específico o grupos de silos para materiales granulares, etc. Esta norma experimental puede utilizarse también como base para evaluar el refuerzo necesario para instalaciones ya existentes para que cumplan con la presente norma.
- (2)P Esta norma experimental incluye criterios adicionales y reglas requeridas para el proyecto sísmico de estas estructuras sin restricciones de tamaño, tipo estructural u otras características funcionales. Para algunos tipos de depósitos y silos, proporciona además métodos de evaluación y reglas de comprobación.
- (3)P En relación al apartado 1.1 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994, esta norma experimental puede resultar incompleta para aquellas instalaciones que entrañen grandes riesgos para la población o el medio ambiente, en cuyo caso las autoridades competentes deben establecer requisitos adicionales. Esta norma experimental es también incompleta para aquellas obras de construcción que incorporen elementos estructurales poco comunes y requieran adoptar medidas especiales y realizar estudios específicos para asegurar la protección frente a seísmos. En estos dos casos esta norma experimental proporciona principios generales pero no reglas detalladas de aplicación.
- (4) La propia naturaleza que caracteriza a las instalaciones objeto de esta norma experimental requiere conceptos, modelos y métodos que pueden diferir sustancialmente de los de uso general en los tipos estructurales más habituales. Además, la respuesta y la estabilidad de depósitos sometidos a acciones sísmicas intensas puede estar ligada a fenómenos complejos de interacción suelo-estructura-fluido, que no se pueden reflejar fácilmente en procedimientos simplificados de diseño. Igualmente difícil puede resultar el proyecto de una red de tuberías que atraviese áreas con suelos blandos y posiblemente inestables. Por estas razones, la estructura de esta norma experimental es hasta cierto punto diferente de las de otras partes de la Norma Experimental ENV 1998. Esta norma experimental se restringe, en general, a principios básicos y desarrollos metodológicos, mientras que en los anexos se indican procedimientos detallados de análisis para un número limitado de situaciones típicas.
- (5)P Para la formulación de los requisitos generales, así como para su implantación, se hace distinción entre las instalaciones cubiertas por esta parte 4, es decir, estructuras independientes y redes redundantes.
- (6)P Una estructura puede considerarse independiente cuando su comportamiento durante y después de un seísmo no incluya el de otras estructuras, y las consecuencias de su fallo afecten sólo a las funciones de la estructura.

1.2 Requisitos de seguridad

1.2.1 Generalidades

- (1)P Esta norma experimental se aplica a estructuras que pueden diferir ampliamente en aspectos básicos, tales como:
- la naturaleza y cantidad de producto almacenado y el peligro potencial asociado;
 - los requisitos funcionales durante y después del seísmo;
 - las condiciones ambientales.
- (2) Dependiendo de la combinación específica de estos factores, pueden existir diferentes formulaciones de los requisitos generales más o menos apropiados. Al objeto de lograr efectos de consistencia con el marco general de los Eurocódigos, se mantiene el formato de los dos estados límites, con los pertinentes ajustes en la definición de los mismos.

1.2.2 Estado límite de servicio

- (1)P Dependiendo de las características y funcionalidad de las estructuras consideradas, se deberán satisfacer uno o los dos estados límites de servicio siguientes:
- integridad total;
 - nivel mínimo de operación.
- (2)P El requerimiento de “integridad total” implica que el sistema considerado, incluidos los elementos accesorios específicos que lo integren, debe permanecer totalmente en servicio y sin ninguna fuga al producirse un seísmo cuya probabilidad anual de ser superado vendrá definida en función de las consecuencias de un fallo en el funcionamiento o las fugas en la instalación.
- (3)P El requisito de “nivel mínimo de operación “ implica que el sistema considerado puede sufrir daños en alguno de sus componentes, siempre que, una vez que se finalicen las operaciones de reparación, se restaure la capacidad del sistema hasta un nivel de operación prefijado. El seísmo que define este estado límite debe tener una probabilidad anual de ser superado que se establecerá en base a la cuantía de las pérdidas debidas a la reducción de la capacidad del sistema y las reparaciones necesarias.

1.2.3 Estado límite último

- (1)P El estado límite último de un sistema es el correspondiente a la pérdida de la capacidad operativa del mismo, con la posibilidad de una recuperación parcial (que deberá definir la autoridad competente) asociada a un costo de reparación aceptable.
- (2)P Para determinados elementos de la red, así como para estructuras independientes cuyo colapso supondría altos riesgos, el estado límite último se define como el correspondiente a un estado de daño que, siendo severo, excluya fallos por rotura frágil y permita por tanto un vaciado controlado del producto almacenado. Cuando el fallo de los mencionados elementos no suponga un riesgo apreciable para las personas y las propiedades, el estado límite último puede definirse como el correspondiente al de colapso total del sistema.
- (3)P El seísmo de referencia para el que no debe superarse el estado límite último debe establecerse en base a las pérdidas directas e indirectas causadas por el fallo del sistema.

1.2.4 Clases de fiabilidad

- (1)P Las redes de tuberías y las estructuras independientes, ya sean silos o depósitos, deben diseñarse con un nivel de protección proporcional al número de personas en riesgo y a las pérdidas económicas y medioambientales asociadas a un fallo de funcionamiento de las mismas.
- (2)P La diferente fiabilidad debe alcanzarse ajustando adecuadamente el valor de la probabilidad anual de excedencia de la acción sísmica de diseño.
- (3) El mencionado ajuste debería efectuarse aplicando a las acciones sísmicas de referencia un factor de importancia γ_I , tal y como se define en el punto (3) del apartado 2.1 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994. Los valores específicos del factor γ_I necesarios para modificar las acciones sísmicas, de tal forma que se correspondan con un seísmo con período de retorno prefijado, dependen de la sismicidad de cada región, y por tanto deben especificarse en el Documento Nacional de Aplicación correspondiente.
- (4)P Para las estructuras a las que se refiere esta norma experimental es conveniente considerar 3 niveles diferentes de protección. La tabla 1.1 proporciona un posible marco de asignación de los distintos niveles de protección. En la columna de la izquierda se muestra una clasificación de los usos más comunes de estas estructuras, mientras que las tres columnas de la derecha contienen los niveles de protección adecuados en función de los valores del factor de importancia γ_I para tres clases de fiabilidad (véase la Norma Experimental ENV 1991-1:1994).

Tabla 1.1
Factores de importancia

Uso de la estructura/instalación	Clase		
	1	2	3
Suministro de agua potable Material no tóxico ni inflamable	[1,2]	[1,0]	[0,8]
Agua para apagar incendios Material tóxico no volátil Productos petroquímicos de baja inflamabilidad	[1,4]	[1,2]	[1,0]
Productos químicos, tóxicos y volátiles Explosivos y otros líquidos de alta inflamabilidad	[1,6]	[1,4]	[1,2]

- (5)P La Clase 1 corresponde a situaciones con alto riesgo para la vida de las personas y con importantes consecuencias económicas, sociales y medioambientales.
- (6)P La Clase 2 corresponde a situaciones de riesgo medio para la vida de las personas y consecuencias considerables de índole económico, social y medioambiental.
- (7)P La Clase 3 hace referencia a situaciones de bajo riesgo para la vida de las personas y efectos mínimos o despreciables en el plano social, económico y medioambiental.
- (8) En el apartado 4.2.1 se da una definición más detallada de las clases de fiabilidad para el caso específico de sistemas de tuberías.

1.2.5 Fiabilidad de un elemento versus fiabilidad del sistema

- (1)P Los requisitos de fiabilidad establecidos en los apartados 1.2.2 y 1.2.3 se refieren a todo el sistema considerado, ya esté constituido por un solo componente o por varios interconectados entre sí para cumplir la función requerida.
- (2)P Si bien un análisis formal de la fiabilidad de un sistema excede el alcance de esta norma experimental, el proyectista debe prestar especial atención al papel desempeñado por los distintos elementos en el funcionamiento del sistema, especialmente cuando éste no es redundante. En el caso de sistemas muy complejos, el diseño debe basarse en un análisis más delicado.
- (3)P Debe proporcionarse una protección extra adecuada a las consecuencias de un posible fallo, a la estructura de la red y/o aquellos elementos de la misma que resulten críticos para el funcionamiento del sistema. Si no hay experiencia previa sobre este punto deben investigarse experimentalmente dichos elementos críticos para comprobar la validez de las hipótesis de proyecto.
- (4) Si no se realizan análisis más rigurosos, la protección extra de los elementos críticos puede alcanzarse asignando estos elementos a una clase de fiabilidad superior a la del sistema considerado en su conjunto.
- (5)P El proyectista debe tener en cuenta que, en algunos casos, aumentar la resistencia de un elemento de una estructura puede conducir a una disminución de la fiabilidad global de la estructura.

1.2.6 Diseño conceptual

- (1)P El diseño de una red o de una estructura independiente debe tener en cuenta los siguientes aspectos generales para atenuar los efectos de un sismo:
- Control de calidad de los componentes.
 - Redundancia de los sistemas.
 - Fácil acceso para la inspección, mantenimiento y reparación de daños.
 - Ausencia de interacción de los componentes mecánicos y eléctricos con los elementos estructurales.
- (2)P En sistemas redundantes, para evitar la propagación del daño debido a la interconexión de los componentes, se deben poder aislar partes del sistema, a fin de aprovechar las redundancias.
- (3) Las estructuras o equipos indispensables, vulnerables a sismos, cuya reparación sea difícil o complicada, o tales que las partes dañadas sean difíciles de detectar, deberían dividirse en partes independientes o dotar a la instalación de sistemas de seguridad adicionales.

1.3 Acción sísmica

- (1)P La acción sísmica a utilizar en el diseño de silos, depósitos y tuberías debe ser la definida en el capítulo 4 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994, en las diversas formas de espectro elástico de respuesta dependiente del emplazamiento (véase el apartado 4.2.2 de la Norma ENV 1998-1-1:1994), espectro de potencia (véase el apartado 4.3.1 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994) y registros temporales (véase el apartado 4.3.2 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994). En los casos en que sea aceptable un factor de comportamiento q mayor que la unidad (véase el apartado 1.4.2), debe usarse el espectro de proyecto para análisis lineal (véase el apartado 4.2.2 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994).
- (2)P Las autoridades nacionales competentes deben fijar las acciones sísmicas a utilizar para la comprobación de los estados límites de servicio y último, en base a la sismicidad de las diferentes zonas sísmicas y el nivel de importancia de la instalación específica.
- (3) En el apartado 4.3 de la Norma Experimental ENV 1998-1-2:1994 se dan posibles factores de reducción para tener en cuenta el período de retorno del sismo asociado al estado de límite de servicio, inferior al del estado límite último.

1.4 Análisis

1.4.1 Generalidades

- (1)P Para las estructuras objeto de esta norma experimental los efectos de las acciones sísmicas deben determinarse, en general, suponiendo un comportamiento lineal de las estructuras y el suelo subyacente.
- (2)P En aquellos casos especiales en que deba considerarse un comportamiento no lineal de la estructura y el suelo, debido a la naturaleza del problema, o cuando la solución elástica no sea económicamente viable, pueden utilizarse métodos de análisis no lineales para obtener los efectos de la acción sísmica. En estos casos debe probarse que el nivel de fiabilidad alcanzado es como mínimo igual al de las estructuras objeto de esta norma experimental. Se considera alcanzado este objetivo si no se produce fallo para variaciones importantes de los parámetros mecánicos de diseño adoptados.

1.4.2 Factores de comportamiento

- (1)P Las estructuras objeto de esta norma experimental no deben disipar cantidades apreciables de energía debido a su comportamiento inelástico. De aquí que el factor q de comportamiento debe tomarse en general $q = 1$. Sólo se permite el uso de factores superiores a 1 si las fuentes de disipación de energía se identifican y cuantifican explícitamente y se demuestra la capacidad de la estructura para utilizarlas eficientemente a través de un diseño adecuado.
- (2)P Para diseño puramente elástico ($q = 1$) la acción sísmica de proyecto se define mediante el espectro elástico. Si se adoptan valores de q superiores a 1, debe utilizarse el espectro de proyecto para análisis lineal.
- (3)P Incluso en el caso en que se adopte $q = 1$ para la respuesta global, los elementos estructurales deben diseñarse con cierta ductilidad local y construirse con materiales dúctiles.

1.4.3 Amortiguamiento

1.4.3.1 Amortiguamiento estructural

- (1) Si los valores de amortiguamiento no provienen de información específica o medidas directas, deberían utilizarse los siguientes valores en el análisis lineal:
 - a) Estado límite de servicio:
 - estructuras de hormigón armado: 4%
 - estructuras de hormigón pretensado: 2%
 - estructuras de acero: 2%
 - b) Estado límite último:
 - estructuras de hormigón armado: 7%
 - estructuras de hormigón pretensado: 5%
 - estructuras de acero: 4%

1.4.3.2 Amortiguamiento del material almacenado

- (1) Puede utilizarse el valor $\xi = 0,5\%$ para agua y otros fluidos, a menos que se especifique lo contrario.
- (2) Para materiales granulares debería utilizarse un valor adecuado del amortiguamiento. En ausencia de información más específica se puede utilizar el valor $\xi = 10\%$.

1.4.3.3 Amortiguamiento de la cimentación

- (1) Este amortiguamiento varía en función de la naturaleza del suelo y la intensidad de la excitación sísmica. Si no se dispone de determinaciones más precisas deberían utilizarse los valores indicados en la tabla 4.1 de la Norma Experimental ENV 1998-5:1994.
- (2)P El amortiguamiento geométrico depende de la dirección del movimiento (traslación horizontal, traslación vertical, giro, etc.), de la geometría de la cimentación, de la estratificación del suelo y de la morfología del terreno. Los valores adoptados en el análisis deben ser compatibles con las características del emplazamiento y deben justificarse por medio de resultados teóricos o experimentales conocidos. Los valores del amortiguamiento geométrico utilizados en el cálculo no deben exceder de $\xi = [20\%]$. En el anexo A de esta norma experimental y en el anexo B de la Norma Experimental ENV 1998-3:1996, se dan directrices para la selección y uso de los valores del amortiguamiento asociados a diferentes movimientos de la cimentación.

1.4.4 Interacción con el suelo

- (1)P Los efectos de interacción suelo-estructura se deben tratar de acuerdo con el capítulo 6 de la Norma Experimental ENV 1998-5:1994.
- (2) En el anexo C de la Norma Experimental ENV 1998-3:1996, y en el anexo A de esta norma experimental se da información adicional sobre los métodos para tener en cuenta la interacción suelo-estructura.

1.4.5 Amortiguamiento ponderado

- (1) En el anexo B de la Norma Experimental ENV 1998-3:1996 se desarrolla un procedimiento para tener en cuenta las contribuciones de los diferentes materiales y elementos al amortiguamiento medio del sistema global.

1.5 Comprobaciones de seguridad

1.5.1 Generalidades

- (1)P Las comprobaciones de seguridad deben llevarse a cabo para los estados límites definidos en el apartado 1.2, de acuerdo con las especificaciones indicadas en los apartados 2.4, 3.5 y 4.5.
- (2) En el caso en que el espesor de la placa se aumente para prever futuros efectos de corrosión, las comprobaciones deben hacerse para el espesor de placa normal y el espesor engrosado.

1.5.2 Combinaciones de la acción sísmica con otras acciones

- (1)P Las comprobaciones deben realizarse utilizando la combinación de los efectos de la acción sísmica con los de las otras acciones, tal como se indica en el punto (1) del apartado 4.4 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994:

$$\sum G_{kj} + \gamma_I A_{Ed} + P_k + \sum \psi_{2i} Q_{ki} \quad (1.1)$$

donde

γ_I es el factor de importancia, definido en el apartado 1.2.4;

A_{Ed} representa los efectos de la acción sísmica, definidos en el apartado 1.3;

G_{kj} son los valores característicos de las cargas permanentes. Se incluyen aquí el peso de la estructura y, en el caso de depósitos semienterrados o subterráneos, el peso de la cobertera de tierra y las presiones externas permanentes debidas al nivel freático;

P_k es el valor característico de la acción de pretensado;

Q_{ki} son los valores característicos de las cargas variables. Los efectos del líquido deberían considerarse para varios niveles de llenado;

Ψ_{2i} es el coeficiente de combinación para el valor cuasi-permanente de la acción variable i. Los valores Ψ_{2i} dependen de las condiciones específicas de uso y funcionamiento de la estructura. En la Norma Experimental ENV 1991-1:1994 se dan recomendaciones sobre estos valores.

- (2)P En el caso de grupos de silos y depósitos, deben considerarse diferentes distribuciones posibles de estructuras llenas y vacías, de acuerdo con las reglas de operación de la instalación. Como mínimo, hay que considerar los casos en los que todas las estructuras estén llenas o vacías.

2 REGLAS ESPECIALES PARA SILOS

2.1 Sobrepresión dinámica

- (1)P En condiciones dinámicas, la presión que ejerce el material sobre las paredes, la tolva y el fondo crece con relación al valor del estado en reposo. Esta sobrepresión hay que considerarla conjuntamente con los efectos de las fuerzas de inercia debidas a la excitación sísmica.
- (2)P Las presiones de proyecto en combinación con la carga sísmica deben obtenerse multiplicando la presión estática por el factor de sobrepresión apropiado, C_d . Los valores mínimos requeridos del factor C_d se indican en la tabla 2.1 (para valores de H/d entre 2 y 4 se puede utilizar interpolación lineal).

Tabla 2.1
Valores mínimos del factor de sobrepresión, C_d

	$H/d \leq 2$	$H/d \geq 4$
$0,75 < \zeta < 1$	1,20	1,35
$0,5 < \zeta < 0,75$	1,45	1,60
$0,25 < \zeta < 0,5$	1,65	1,85
$0,25 < \zeta < 0$	1,65	1,85
profundidad de la tolva	1,65	1,85
fondo (hormigón)	1,50	1,50
fondo (acero)	1,75	1,75

donde

H es la altura máxima del material contenido por encima de la tolva;

d es el diámetro del silo;

ζ es la ordenada vertical adimensional: $\zeta = z / (H - H_1)$;

z es la ordenada vertical, con origen al nivel de la tolva;

H_1 1,5 (H - H_m) donde H_m es la altura equivalente del material almacenado por encima de la tolva (teniendo en cuenta la posible irregularidad de la superficie superior del material).

2.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

- (1)P Los silos deben proyectarse considerando que actúan concurrentemente la componente vertical de la acción sísmica y una componente horizontal, dirigida según la dirección pésima en planta para el elemento considerado.
- (2) Cuando se utilicen métodos aproximados (por ejemplo, el método del análisis modal espectral), la respuesta global máxima puede obtenerse combinando las contribuciones individuales máximas (obtenidas por separado para la excitación horizontal y la excitación vertical) por medio de la regla SRSS ("raíz cuadrada de la suma de los cuadrados").
- (3)P Cuando se utilicen métodos exactos, los valores pico de la respuesta global a la excitación vertical y horizontal combinadas, obtenidos en el análisis, deben utilizarse de acuerdo con lo dispuesto en los apartados 4.3.2 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994 y el apartado 3.3.4 de la Norma Experimental ENV 1998-1-2:1994.

2.3 Análisis

- (1)P El modelo a utilizar para la determinación de los efectos sísmicos debe incorporar correctamente los valores de la rigidez, la masa y las propiedades geométricas de la estructura de contención, así como la respuesta del material contenido y los efectos de interacción con el suelo de cimentación.
- (2) En ausencia de evaluaciones más precisas, se puede considerar que la masa total del material granular almacenado en el silo se mueve rígidamente con la lámina del silo.
- (3)P Los silos deben analizarse considerando un comportamiento elástico, a menos que se justifique lo contrario.

2.4 Comprobaciones

2.4.1 Estado límite de servicio

- (1)P Para la combinación de carga dada por la expresión 1.1 del apartado 1.5.2, se debe comprobar que la estructura del silo satisface las prescripciones del estado límite indicadas en las Normas Experimentales ENV 1992-4 y ENV 1993-4.
- (2) Para silos de acero, queda asegurada la fiabilidad con respecto a la ocurrencia de pandeo elástico o inelástico si se satisfacen las verificaciones respecto a estos fenómenos para la carga sísmica en el estado límite último de la estructura.

2.4.2 Estado límite último

2.4.2.1 Estabilidad global

- (1)P No deben producirse ni vuelco ni deslizamiento para las acciones sísmicas de proyecto. La resistencia a esfuerzo cortante, que puede movilizarse en la interfase entre la base del silo y la cimentación, debe evaluarse teniendo en cuenta los efectos de la componente vertical de la acción sísmica.
- (2)P El levantamiento es aceptable si se tiene en cuenta adecuadamente en el análisis y en las verificaciones posteriores, tanto de la estructura como de la cimentación.

2.4.2.2 Lámina

- (1)P Los efectos de las cargas máximas (fuerzas axiales y tangenciales y momentos flectores) inducidos por la combinación de cargas sísmicas deben ser iguales o menores que la capacidad resistente última de la lámina evaluada para situaciones no sísmicas. Esto incluye todos los tipos de modos de fallo, como fluencia, pandeo, etc.
- (2) Las verificaciones deben efectuarse de acuerdo con las Normas Experimentales ENV 1992-4 y ENV 1993-4.

2.4.2.3 Anclajes

- (1)P Los sistemas de anclaje deben proyectarse para que permanezcan elásticos bajo la combinación de cargas sísmicas. Se les debe dotar igualmente de cierta ductilidad, al objeto de evitar roturas frágiles.

2.4.2.4 Cimentaciones

- (1)P Las fuerzas transmitidas por el silo sometido a carga sísmica al suelo no deben exceder la capacidad portante del terreno, evaluada de acuerdo con los procedimientos indicados en la Norma Experimental ENV 1998-5.

3 REGLAS ESPECÍFICAS PARA DEPÓSITOS

3.1 Criterios de conformidad

3.1.1 Generalidades

(1)P Se considera que se satisfacen los requisitos generales establecidos en el apartado 1.2 si, además de las verificaciones especificadas en el apartado 3.4, se cumplen las medidas complementarias indicadas en el apartado 3.5.

3.1.2 Estado límite de servicio

(1)P Se debe asegurar que, para la carga sísmica de proyecto y con respecto al estado límite de “integridad total” o estado límite de “nivel mínimo de operación”:

- El depósito mantiene la estanquidad frente a fugas de su contenido. Debe preverse un nivel de resguardo para impedir daños de la cubierta debidos a la presión del chapoteo del líquido o, si el depósito no tiene una cubierta rígida, para impedir el rebose del fluido.
- Los sistemas hidráulicos que forman parte del depósito, o están conectados a éste, son capaces de adaptarse a las tensiones y distorsiones debidas a asientos diferenciales entre las distintas partes del depósito y del propio suelo, sin deterioro de su funcionamiento.
- El pandeo local, si se produce, no provoca el colapso de la estructura y es reversible (por ejemplo, el pandeo local de los tirantes, por concentración de tensiones, es aceptable).

3.1.3 Estado límite último

(1)P Debe asegurarse que, para la carga sísmica de proyecto:

- Se satisface la estabilidad global del depósito respecto al colapso. La estabilidad global se refiere al comportamiento como sólido rígido y puede verse afectada por el deslizamiento o vuelco de la estructura.
- El comportamiento inelástico se restringe sólo a determinadas partes del depósito y no se exceden las deformaciones de rotura de los materiales.
- La naturaleza y alcance del pandeo de la lámina están adecuadamente controlados.
- Los sistemas hidráulicos que forman parte del depósito, o están conectados a éste, están diseñados de forma que eviten pérdidas del contenido del depósito como consecuencia de un fallo de alguno de sus componentes.
- No se produce el fallo de la cimentación antes que el fallo del depósito.

3.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

(1)P Los depósitos deben diseñarse considerando que actúan simultáneamente una componente horizontal y la componente vertical de la acción sísmica.

(2) Cuando las respuestas máximas debidas a los movimientos horizontales y verticales se determinen por separado, el efecto combinado más desfavorable puede obtenerse mediante la expresión:

$$p = p_{st} \pm p_h \pm p_v \quad (3.1)$$

donde

p_{st} es la presión estática, y

p_h, p_v son los valores pico de la presión horizontal y vertical, respectivamente. Los signos de los términos en la combinación (3.1) deben seleccionarse de forma que produzcan los efectos más críticos en las distintas partes del depósito.

- (3)P Cuando se utilicen métodos exactos de análisis, debe utilizarse la respuesta total más desfavorable frente a la acción combinada de la excitación horizontal y vertical de acuerdo con los apartados 4.3.2 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994 y el apartado 3.3.4 de la Norma Experimental ENV 1998-1-2:1994.

3.3 Métodos de análisis

3.3.1 Generalidades

- (1)P El modelo utilizado para la determinación de los efectos sísmicos debe reproducir con exactitud la rigidez, la masa y las propiedades geométricas de la estructura de contención y debe tener en cuenta la respuesta hidrodinámica del fluido contenido y los efectos de interacción con el suelo de cimentación.
- (2)P Los depósitos deben analizarse en régimen elástico, a menos que se justifique adecuadamente otro tipo de comportamiento.
- (3)P Los efectos localizados no lineales admitidos en el diseño sísmico para el estado límite último (véase el apartado 3.1.3) deben restringirse de forma que no afecten significativamente a la respuesta dinámica global del depósito.
- (4) Se debe considerar la posible interacción entre depósitos debida a conductos de conexión, cuando proceda.
- (5) En el anexo A se indican algunos métodos para el análisis sísmico de depósitos con las formas más usuales.

3.3.2 Factores de comportamiento

- (1)P Los depósitos cuya tipología e importancia difieran de los mencionados más adelante deben diseñarse en régimen elástico ($q = 1$); en caso contrario, para aquellos casos justificados (véase el punto (2) del apartado 1.4.1), se debe demostrar que la respuesta en régimen inelástico es admisible.
- (2)P Para depósitos elevados, la estructura soporte puede diseñarse de forma que responda inelásticamente en el estado límite último.
- (3) Para soportes y geometrías simples y para depósitos diseñados con nivel 3 de fiabilidad, pueden adoptarse los valores de q indicados en la Norma Experimental ENV 1998-1-3:1995 referentes a estructuras de tipo péndulo invertido.
- (4) Cuando no se satisfagan las condiciones indicadas anteriormente debe probarse adecuadamente la disipación de energía correspondiente al valor de q seleccionado y prever en el proyecto la ductilidad necesaria. No obstante, las acciones de proyecto en régimen elástico ($q = 1$), deben utilizarse en todos casos para la evaluación de la parte convectiva de la respuesta del fluido.

3.3.3 Efectos hidrodinámicos

- (1)P Para la evaluación de la respuesta del depósito sometido a las acciones sísmicas definidas en el apartado 1.3 debe utilizarse un método racional basado en la solución de las ecuaciones hidrodinámicas con las condiciones de contorno apropiadas.
- (2)P En particular, el análisis debe tener en cuenta los siguientes puntos, cuando proceda:
- las componentes convectiva e impulsiva del movimiento del fluido;
 - la deformación de la lámina del depósito debida a las presiones hidrodinámicas, y los efectos de interacción con la componente impulsiva;
 - la deformabilidad del suelo de la cimentación y la consiguiente modificación de la respuesta.
- (3) A efectos de evaluar la respuesta dinámica frente a acciones sísmicas, el fluido puede considerarse incompresible.

- (4) La evaluación exacta de las máximas presiones hidrodinámicas inducidas por la excitación horizontal y vertical requiere el uso del análisis temporal indicado en el apartado 4.3.2 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994, o bien la adopción del análisis armónico y procedimientos de simulación con las densidades espectrales de potencia indicadas en el apartado 4.3.1 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994 como datos de entrada.
- (5) Pueden utilizarse métodos simplificados, basados en analogías mecánicas del comportamiento del fluido, los cuales permiten una aplicación directa del método tradicional del espectro de respuesta, siempre que se empleen reglas conservadoras para la combinación de las contribuciones modales máximas y que la aproximación introducida con estos métodos sea adecuada para el caso particular considerado. En el anexo A se dan algunos procedimientos aceptables que tienen en cuenta estos requisitos.
- (6)P Debe calcularse el desplazamiento vertical máximo de la superficie del líquido, al objeto de prever un resguardo adecuado que evite al rebose del líquido o el posible impacto contra el techo del depósito.
- (7) En el anexo A se indican algunas expresiones válidas que tienen en cuenta este fenómeno.

3.4 Comprobaciones

3.4.1 Estado límite de servicio

- (1)P Debe verificarse que la estructura del depósito satisface los requisitos del estado límite de servicio, recogidos en las Normas Experimentales ENV 1992-4 y ENV 1993-4, para la combinación de cargas sísmicas según la ecuación 1.1 del apartado 1.5.2.

3.4.1.1 Láminas

3.4.1.1.1 Láminas de hormigón armado y pretensado

- (1) Las anchuras de grieta calculadas para la combinación de cargas sísmicas no deben superar los valores especificados en el apartado 4.4.2 de la Norma Experimental ENV 1992-1-1:1991 para el caso de acciones accidentales, teniendo en cuenta las condiciones ambientales apropiadas y la sensibilidad del acero a la corrosión.
- (2) En el caso de depósitos con revestimiento de hormigón, la anchura de grietas transitorias en el hormigón no debe exceder el valor para el cual la deformación local del revestimiento supera el 50% del alargamiento de rotura.

3.4.1.1.2 Láminas de acero

- (1) Si se satisfacen las comprobaciones de pandeo elástico o inelástico para la carga sísmica en el estado límite último, se asegura una fiabilidad adecuada respecto a estos fenómenos.

3.4.1.2 Tuberías

- (1)P Cuando los depósitos y las tuberías estén cimentados en suelos distintos se deben tener en cuenta los desplazamientos relativos debidos a los diferentes movimientos del suelo de cimentación de unos y otros elementos.
- (2) Si no se dispone de datos fiables o no se han hecho análisis precisos, se tomará como valor mínimo del desplazamiento relativo impuesto entre el primer punto de anclaje y el depósito:

$$\Delta = \gamma_1 \frac{x d_g}{500} \quad (\Delta, x \text{ y } d_g \text{ en m}) \quad (3.2)$$

donde x es la distancia entre el punto de anclaje y el punto de conexión con el depósito, y d_g es el desplazamiento máximo del suelo, tal y como se indica en el apartado 4.2.3 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994.

- (3) Deben tomarse como valores de la resistencia de proyecto para las tuberías los valores aplicables en condiciones sísmicas.

- (4) La zona del depósito donde se conecta la tubería debe diseñarse para que resista elásticamente las fuerzas transmitidas por la tubería multiplicadas por un factor $\gamma_p = 1,3$.

3.4.2 Estado límite último

3.4.2.1 Estabilidad

- (1)P No debe producirse vuelco ni deslizamiento por efecto de la acción sísmica. La resistencia al corte puede movilizarse en la interfase depósito-cimentación y se debe evaluar teniendo en cuenta los efectos de la componente vertical de la acción sísmica.
- (2)P El levantamiento es aceptable si se tiene en cuenta adecuadamente en el análisis y en las comprobaciones posteriores, tanto de la estructura como de la cimentación.

3.4.2.2 Lámina

- (1)P Las acciones máximas (fuerzas de membrana y momentos flectores) inducidas por la combinación de la carga sísmica con otras cargas deben ser iguales o menores que la capacidad resistente última de la lámina evaluada en el caso asísmico. Esta comprobación incluye todos los modos posibles de fallo, tales como plastificación, pandeo, etc.

3.4.2.3 Tuberías

- (1)P Se debe comprobar que la aparición de rótulas plásticas en las tuberías por el efecto combinado de las cargas de inercia y de servicio, así como por los desplazamientos relativos cuantificados en el apartado 3.4.1.2, se produce fuera de la conexión con el depósito. Para verificar la seguridad de la conexión debe considerarse un factor de sobrerresistencia de las tuberías ($\gamma_p = 1,3$).

3.4.2.4 Anclajes

- (1)P Los sistemas de anclaje se deben diseñar para permanecer en el rango elástico bajo la combinación pertinente de las cargas sísmicas. Asimismo, se les debe dotar de una ductilidad adecuada, para evitar roturas frágiles.

3.4.2.5 Cimentaciones

- (1)P Las fuerzas transmitidas al suelo por el depósito sometido a la pertinente combinación de cargas no deben superar la capacidad portante del terreno, evaluada de acuerdo con los métodos indicados en la Norma Experimental ENV 1998-5.

3.5 Medidas complementarias

3.5.1 Apantallamiento

- (1)P Los depósitos, individuales o en grupo, que se proyecten para controlar o impedir fugas, a fin de evitar incendios, explosiones o escapes de materiales tóxicos, deben apantallarse, es decir, se deben rodear con una zanja y/o un terraplén perimetral.
- (2)P Si los depósitos se construyen en grupo, el apantallamiento debe proveerse para cada depósito individual o para todo el grupo, dependiendo de la magnitud del riesgo asociado al fallo de dicho apantallamiento.
- (3)P El apantallamiento debe diseñarse para mantener plena su operatividad (ausencia de fugas) en el caso en caso de un sismo de intensidad similar a la considerada para el estado límite último del sistema apantallado.

3.5.2 Salpicaduras

- (1)P Salvo justificación expresa, debe proveerse un resguardo de altura no inferior a la altura de las ondas de salpicadura, mencionada en el punto (6) del apartado 3.3.3.

- (2)P Pueden utilizarse dispositivos amortiguadores, como por ejemplo mallas, para reducir las salpicaduras. También pueden utilizarse particiones verticales en los depósitos para conseguir el mismo efecto. No obstante, la efectividad de estas medidas debe demostrarse en el proyecto.

3.5.3 Interacción con las tuberías

- (1) El sistema de tuberías debe diseñarse de forma que se minimicen los efectos desfavorables de interacción entre depósitos y de los depósitos con otras estructuras.

4 REGLAS ESPECÍFICAS PARA TUBERÍAS

4.1 Generalidades

- (1)P Este capítulo tiene por objeto dar principios y reglas de aplicación para el diseño sísmico de los aspectos estructurales de sistemas de tuberías. Asimismo puede utilizarse como una guía para evaluar el refuerzo o el aumento del grado de redundancia necesario para adaptar instalaciones ya existentes a la presente norma.
- (2) Los sistemas de tuberías incluyen varias instalaciones asociadas a los mismos, tales como estaciones de bombeo, centros de operación, estaciones de mantenimiento, etc., cada una de las cuales aloja distintos tipos de equipamiento mecánico y eléctrico. Dado que estas instalaciones influyen considerablemente sobre la continuidad de funcionamiento del sistema, resulta necesario considerarlas adecuadamente en el proceso de diseño, al objeto de satisfacer los requisitos generales de fiabilidad. Sin embargo, esta norma experimental no tiene por objeto el estudio específico de estas instalaciones. Algunas de ellas vienen ya reguladas por las Normas Experimentales ENV 1998-1-1 y ENV 1998-1-2, mientras que el diseño sísmico de los equipos eléctricos y mecánicos requiere criterios específicos que exceden los objetivos del Eurocódigo 8.
- (3)P Aunque las tuberías de gran diámetro sí se encuentran dentro del ámbito de aplicación de esta norma experimental, los correspondientes criterios de diseño no deben utilizarse para obras aparentemente similares, como túneles de ferrocarril y grandes depósitos subterráneos de combustible.
- (4)P Para la formulación de los requisitos generales de diseño, así como para su implantación, debe distinguirse entre dos tipos de sistemas de tuberías objeto de la presente norma experimental: líneas simples y redes redundantes.
- (5)P A estos efectos, una tubería puede considerarse como una línea simple cuando su comportamiento durante y después de un sismo no se ve influido por el de otras tuberías, y cuando las consecuencias de su fallo sólo afectan a las funciones requeridas de la tubería.
- (6) Una red de tuberías, como por ejemplo de petróleo, agua, gas o alcantarillado, es un sistema, en general, redundante que satisface un conjunto de demandas, y cuyo fallo conlleva la incapacidad del sistema para proporcionar determinados niveles de servicio.
- (7) A menudo las redes son muy grandes y complejas para tratarlas en su conjunto, por lo que es conveniente identificar subredes separadas dentro de una red global. La identificación puede hacerse separando la parte de mayor escala del sistema (por ejemplo: distribución regional) de la parte de menor escala (por ejemplo: distribución urbana), o distinguiendo entre diferentes funciones realizadas por el mismo sistema.
- (8) Como ejemplo de esta situación, una red urbana de distribución de agua puede separarse en una red de servicio de extintores de fuego en las calles y una red de servicio para otros usos privados del agua. Dicha separación facilitaría la asignación de diferentes niveles de fiabilidad a los dos sistemas. Debe hacerse notar que la separación es meramente funcional y, por tanto, no necesariamente física: dos redes distintas pueden tener varios elementos comunes.
- (9) El proyecto de redes de tuberías incorpora requisitos adicionales de fiabilidad y métodos de diseño complementarios a los especificados en la presente norma experimental.

4.2 Requisitos

4.2.1 Clases de fiabilidad

(1)P Un sistema de tuberías que atravesase una región geográficamente extensa se ve expuesto a grados de peligrosidad sísmica y condiciones de suelo muy variadas. Además, a lo largo de la traza pueden localizarse determinados subsistemas, ya sean instalaciones asociadas (depósitos, balsas de almacenamiento, etc.) o de las propias tuberías (válvulas, bombas, etc.). En estas circunstancias, en las que la sismorresistencia se considera importante, los componentes críticos (bombas, compresores, control de equipos, etc.) deben proyectarse con criterio de daño prácticamente nulo en caso de un seísmo intenso. Otras componentes menos esenciales, que pueden soportar mayores daños, no necesitan ser diseñadas con un criterio tan estricto.

(2)P A efectos de las clases de fiabilidad, los diferentes componentes de un sistema de tuberías deben clasificarse como sigue:

Clase 1: Estructuras y equipos de vital importancia que deben permanecer en estado cuasi-elástico. Elementos que son esenciales para la seguridad del funcionamiento de la tubería o cualquier instalación, o componentes que causarían grandes pérdidas de vidas humanas o un gran impacto sobre el medio ambiente en caso de daño. Otros elementos que se requiere que permanezcan operativos para evitar daños que originarían un cierre prolongado de la instalación (sistemas de comunicaciones de emergencia, detectores de fugas, sistemas de control de incendios, etc.).

Clase 2: Elementos que deben permanecer operativos después de un seísmo, pero que no se requiere que funcionen durante el mismo. Estructuras que pueden experimentar deformaciones inelásticas moderadas. Instalaciones y líneas vitales, cuyo servicio puede interrumpirse para efectuar pequeñas reparaciones. Componentes cuyo fallo cause pérdidas importantes de vidas humanas.

Clase 3: Edificios, instalaciones y equipos que puedan alcanzar cierta deformación inelástica sin que se produzcan pérdidas inaceptables de funcionalidad (estructuras de apoyo de tuberías que no sean críticas, procesos de operación en edificios cerrados, etc.). Es muy improbable que el fallo de uno de estos componentes cause pérdidas significativas de vidas humanas.

Los valores de los factores de importancia aplicables a cada clase se indican en la tabla 1.1 del punto (4) del apartado 1.2.4, en función del uso de la instalación correspondiente.

4.2.2 Requisitos de servicio

(1)P Los sistemas de tuberías deben construirse de forma que sean capaces de mantener la capacidad de suministro global de la instalación tanto como sea posible, incluso si se producen daños locales considerables causados por un seísmo de alta intensidad.

4.2.3 Requisitos de seguridad

(1)P El principal riesgo para la seguridad directamente asociado con la rotura de la tubería por efecto de un seísmo, es la explosión y el fuego, particularmente en el caso de gasoducto. La proximidad y el tamaño de la(s) población(es) expuesta(s) al impacto de la rotura debe tenerse en cuenta al establecer el nivel de protección.

(2)P Para sistemas de tuberías en áreas de gran valor medioambiental, el daño producido al medio ambiente por efecto de la(s) rotura(s) de las tuberías, debe tenerse en cuenta al definir el nivel de riesgo aceptable.

4.3 Acción sísmica

4.3.1 Generalidades

- (1)P Para el diseño sísmico de redes de tuberías resultan de gran importancia los siguientes tipos de riesgos sísmicos directo e indirectos:
- a) propagación de ondas sísmicas en suelo firme que produzcan:
 - diferentes movimientos en distintos puntos de la superficie del terreno;
 - deformaciones espacial en el interior de la masa de suelo.
 - b) fallos del suelo debidos a seísmos, tales como:
 - deslizamientos
 - licuefacción
 - c) deformaciones permanentes; desplazamientos sísmicos en fallas.
- (2)P En principio, deben satisfacerse los dos requisitos generales referentes a los estados límites último y de servicio para todos los tipos de riesgos mencionados más arriba. Sin embargo, para los tipos b) y c) se puede considerar que la satisfacción del estado límite último implica automáticamente que se alcanza el nivel de fiabilidad requerido para el estado límite de servicio. Por tanto, en estos casos sólo es necesaria una comprobación.
- (3) Dado que las redes de tuberías se extienden a lo largo de grandes áreas geográficas y dada la necesidad de conectar en determinados puntos, no siempre es posible elegir los mejores emplazamientos respecto al suelo de soporte. Más aún, no siempre puede evitarse cruzar fallas potencialmente activas o cimentar las tuberías en suelos susceptibles de licuar o en áreas que puedan verse afectadas por deslizamientos debidos a seísmos o donde se produzcan importantes asientos diferenciales permanentes. Esta situación es diferente de la de otras estructuras, para las cuales un requisito necesario para la construcción es que la probabilidad de fallo del suelo sea prácticamente nula.
- (4) Se admite que, en general, el estado del arte en geofísica (riesgos de tipo c) y en geotecnia (riesgos de tipo b) no permite hacer predicciones cuantitativas de estos riesgos, ni deterministas ni probabilistas, en función de la magnitud y otras características del seísmo.
- (5) En la mayoría de los casos, la ocurrencia de los riesgos b) y c) simplemente no puede descartarse. En estos casos pueden utilizarse hipótesis razonables, basadas en la experiencia y en datos existentes, para modelizar el riesgo.

4.3.2 Vibraciones sísmicas

- (1)P El cálculo de las componentes horizontales de las vibraciones sísmicas debe llevarse a cabo en términos del espectro de respuesta, la densidad espectral de potencia o la representación temporal de los movimientos, tal como se indica en el capítulo 4 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994, que contiene las definiciones básicas.
- (2) Se pueden considerar únicamente las tres componentes traslacionales de la acción sísmica (las componentes rotacionales pueden despreciarse).

4.3.3 Modelización de las ondas sísmicas

- (1)P Debe establecerse un modelo para las ondas sísmicas que permita obtener las deformaciones del suelo y las curvaturas que afectan a la tubería.

- (2) Las vibraciones sísmicas del terreno las produce una mezcla de ondas de corte, dilatacionales, de Love y de Rayleigh, cuyas velocidades respectivas son función del camino de propagación a través de materiales con velocidades de onda altas y bajas. Los diferentes movimientos de las partículas asociados con estos tipos de onda hacen que la deformación y la curvatura dependan también del ángulo de incidencia del tren de ondas. Como regla general los emplazamientos situados cerca del epicentro del seísmo son afectados fundamentalmente por las ondas de corte y dilatacionales (ondas de volumen), mientras que, para emplazamientos más lejanos, las ondas Love y de Rayleigh suelen ser más significativas.
- (3)P La selección de los tipos de ondas y sus velocidades de propagación debe basarse en consideraciones geofísicas, siempre que sea posible.

4.3.4 Movimientos permanentes del terreno

- (1)P Las pautas de rotura del terreno asociadas a movimientos de origen sísmico, ya sean deslizamientos o fallas superficiales, son generalmente complejas y muestran variaciones sustanciales en los desplazamientos en función de la geología local, el tipo de suelo y la magnitud y duración del seísmo. En determinadas ubicaciones debe establecerse la posibilidad de ocurrencia de estos fenómenos y definir los modelos adecuados.

4.4 Métodos de análisis

4.4.1 Tuberías enterradas

- (1) En el anexo B se proporciona un método aceptable de análisis para tuberías enterradas en suelo estable, basado en hipótesis aproximadas sobre las características del movimiento del terreno.
- (2)P Resulta aceptable beneficiarse de la deformación post-elástica de las tuberías. No obstante la capacidad de deformación de la tubería debe evaluarse adecuadamente.

4.4.2 Tuberías aéreas

4.4.2.1 Modelización

- (1)P El modelo de la tubería debe incorporar las propiedades de masa y rigidez, así como los grados de libertad dinámicos del sistema, con consideración explícita de los siguientes aspectos, según proceda:
- flexibilidad del suelo y del sistema de cimentación;
 - tipo de conexión entre la tubería y la estructura de apoyo;
 - juntas a lo largo de la tubería y entre los apoyos

4.4.2.2 Análisis

- (1)P Las tuberías aéreas deben analizarse utilizando el análisis multimodal junto con el espectro de respuesta de proyecto indicado en la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994. Se permite también utilizar el método dinámico directo en el dominio del tiempo, con acelerogramas compatibles con el espectro de diseño, de acuerdo con el apartado 4.3.2 de la Norma Experimental ENV 1998-1-1:1994.
- (2)P La acción sísmica debe aplicarse separadamente en dos direcciones ortogonales (transversal y longitudinal, para tuberías rectas), obteniéndose la respuesta máxima combinada utilizando el método de la respuesta espectral aplicando las reglas SRSS o CQC, según proceda.
- (3) En el apartado 4.2.1.3 de la Norma Experimental ENV 1998-2:1994 se dan directrices para la elección entre los dos métodos posibles de análisis.
- (4)P Debe considerarse la variabilidad espacial del movimiento si la longitud de la tubería excede de 600 m o si se presentan discontinuidades geológicas o cambios acusados de la topografía.

- (5) En el anexo D de la Norma Experimental ENV 1998-2:1994 se dan modelos apropiados para tener en cuenta la variabilidad espacial del movimiento.

4.4.2.3 Factores de comportamiento

- (1) La capacidad de disipación de energía de una tubería aérea, si existe, se restringe a la estructura de soporte, dado que sería difícil y poco conveniente que la propia tubería disipase a su vez energía. Por otra parte, las formas y materiales utilizados para los apoyos varían mucho, lo que no hace viable establecer valores de los factores de comportamiento con validez general.
- (2) En las Normas Experimentales ENV 1998-1-3:1995 y ENV 1998-2:1994, se dan valores apropiados de q , en función de la tipología, el tipo de material y el nivel de detalle.

4.5 Comprobaciones

4.5.1 Generalidades

- (1)P Las tuberías enterradas en suelo estable y suficientemente homogéneo sólo necesitan comprobarse para las deformaciones del terreno debidas al paso de las ondas.
- (2)P Debe comprobarse que las tuberías enterradas que atraviesen áreas donde puedan presentarse fallos o problemas específicos del suelo, tales como esparcimiento lateral, licuefacción, deslizamientos y movimientos de fallas etc., pueden resistir estos fenómenos.

4.5.1.1 Tuberías enterradas en suelo estable (estado límite último)

- (1) Los valores de respuesta obtenidos en el análisis son los valores máximos de la deformación axial y la curvatura y, para juntas no soldadas (tuberías de hormigón armado o pretensado), los giros y las deformaciones axiales en las juntas.

a) Tuberías de acero

- (2)P La combinación de deformación axial y curvatura debe ser compatible con la ductilidad del material en tracción y con el pandeo local y global en compresión.

- deformación admisible en tracción: 0,05
- deformación admisible en compresión: $0,4 t/R \geq 0,05$

donde t y R son el espesor y el radio de la tubería, respectivamente.

- (3)P Debe evitarse el pandeo tipo viga ascendente, utilizando una cubierta adecuada del suelo u otras restricciones del movimiento.

b) Tuberías de hormigón

- (4)P La sección de la tubería, sometida a la combinación más desfavorable de deformación axial y curvatura:

- no debe exceder la deformación última a compresión del hormigón.
- no debe exceder un valor de deformación a tracción del acero tal que produzcan grietas permanentes incompatibles con los requisitos especificados.

4.5.1.2 Tuberías enterradas sometidas a asientos diferenciales del terreno (tuberías de acero soldado) (Estado límite último)

- (1) Debe comprobarse que, en el segmento de tubería deformado por el desplazamiento del terreno, ya sea debido a movimiento de fallas o causado por un deslizamiento o esparcimiento lateral del suelo, no se excede la ductilidad admisible del material en tracción y que la tubería no pandea local o globalmente en compresión. Las deformaciones límite son las indicadas en el punto a) del apartado 4.5.1.1.
- (2) Deben proveerse válvulas de cierre automático en todas las zonas de la traza de la tubería donde puedan producirse roturas potenciales del terreno.

4.5.1.3 Tuberías aéreas en suelo estable

- (1)P Las cargas inducidas en los elementos de apoyo (pilas, pórticos, etc.) por la acción sísmica considerada para el diseño de la tubería, deben ser iguales o menores que la capacidad resistente evaluada para condiciones no sísmicas en estado último.
- (2)P Bajo la combinación más desfavorable de deformaciones axiales y rotacionales, las juntas no deben sufrir daños incompatibles con las especificaciones de servicio requeridas.
- (3) Para la propia tubería son de aplicación las especificaciones de diseño indicadas en el apartado 4.5.1.1.

4.6 Medidas de proyecto para el cruce de fallas

- (1) La decisión de utilizar diseños especiales para tuberías que atraviesen zonas de fallas potencialmente activas depende del coste, actividad de la falla, consecuencias de la rotura, impacto medioambiental y posible grado de exposición a otros riesgos durante la vida útil de la tubería.
- (2) Las siguientes consideraciones de proyecto mejoran generalmente la capacidad de la tubería para resistir movimientos diferenciales a lo largo de la falla:
 - a) Si es posible, las tuberías que crucen fallas transcurrentes deben orientarse de tal forma que la estructura trabaje a tracción.
 - b) Para minimizar las deformaciones a compresión, las tuberías que intersecten fallas inversas deben hacerlo con un ángulo de oblicuidad lo menor posible. Si se prevén desplazamientos significativos por efecto de la cizalla, el ángulo de intersección de la tubería con la falla debería elegirse de tal forma que se favorezca la elongación a tracción del eje de la tubería.
- (3) La profundidad de enterramiento de la tubería debería minimizarse en zonas de falla, al objeto de reducir la limitación que impone el suelo a la tubería durante el movimiento de la falla.
- (4) El aumento del espesor de la tubería aumenta la capacidad resistente de ésta frente al desplazamiento de la falla para un nivel dado de la deformación máxima a tracción. Resultaría apropiado utilizar tuberías relativamente gruesas a ambos lados (300 m) de la falla. Debe advertirse, sin embargo, que la integridad de la soldadura puede verse reducida para grandes espesores de tubería.
- (5) La reducción del ángulo de fricción suelo-tubería también aumenta la capacidad de ésta frente al desplazamiento de la falla para un nivel dado de la deformación máxima a tracción. A estos efectos puede utilizarse un revestimiento duro y suave, tal como resina epoxy, en la proximidad del cruce con la falla.
- (6) Debería controlarse minuciosamente el relleno que rodea a la tubería a distancias de 300 m a cada lado de la falla. En general, un suelo granular suelto o medio sin guijarros ni bolos es un material adecuado para el relleno. Si el suelo natural es sustancialmente diferente, deben excavar trincheras amplias a distancias de 15 m aproximadamente a cada lado de la falla.

- (7) Para tuberías de acero soldadas, la forma más común de resistir el movimiento en la falla es utilizar la capacidad de la tubería para soportar, sin romperse, grandes deformaciones inelásticas a tracción inducidas por las distorsiones del terreno. Siempre que sea posible, la alineación de la tubería, en el cruce con una falla, debe seleccionarse de forma que la tubería esté sometida a tracción y a una flexión moderada. Las alineaciones que produzcan compresiones en la tubería deben evitarse en la medida de lo posible, porque la capacidad de aquella para resistir deformaciones a compresión, sin llegar a rotura, es significativamente menor que en el caso de deformaciones a tracción. Cuando existan deformaciones a compresión, deben limitarse a los valores que causen plegamiento o pandeo local de la tubería.
- (8) En todas las áreas de rotura potencial del terreno, las tuberías deberían disponerse teniendo cuidado en evitar cambios bruscos en dirección y elevación. En la medida de lo posible, las tuberías deberían construirse sin ligazones, codos y bridas que tiendan a anclar la tubería al terreno.

ANEXO A (Informativo)**MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO DE DEPÓSITOS****A.1 Introducción y alcance**

Este anexo proporciona información sobre los métodos de análisis sísmico de depósitos, sometidos a excitación horizontal y vertical, con las siguientes características:

- a) forma cilíndrica, con eje vertical y sección circular o rectangular;
- b) cimentación rígida o flexible;
- c) anclaje total o parcial a la cimentación

Se dan breves indicaciones para los casos de depósitos elevados, así como para los de depósitos cilíndricos con eje horizontal.

El análisis riguroso del fenómeno de interacción dinámica entre el movimiento del fluido contenido, la deformación de las paredes del depósito y la del suelo de cimentación, incluyendo un posible levantamiento, es un problema de una considerable complejidad analítica que requiere medios informáticos importantes. Aunque existen soluciones para los casos más simples de respuesta sísmica de depósitos desde principios de los años setenta, el desarrollo del tratamiento de casos más complicados continúa aún hoy en día, y está todavía incompleto.

Se han publicado numerosos estudios sobre nuevos métodos, más o menos aproximados, válidos para situaciones específicas de proyecto. Dado que su precisión depende de cada problema, para la elección adecuada de estos métodos requiere un proyectista con un cierto nivel de conocimientos especializados. Es necesario destacar la importancia de mantener un nivel uniforme de aproximación en todo el proceso de diseño: por ejemplo, sería inconsistente seleccionar una solución exacta para la determinación de las presiones hidrodinámicas y no utilizar un modelo mecánico refinado del depósito (por ejemplo, un modelo de elementos finitos) para evaluar las tensiones debidas a las presiones.

Las inevitables limitaciones en el contenido y amplitud de este anexo no permiten ir más allá de una presentación detallada del método de diseño para el caso más simple de todos: depósito circular rígido anclado a una base rígida. Para los demás casos, que son obviamente más complejos (por ejemplo: flexibilidad del depósito y/o del suelo de cimentación y/o del sistema de anclaje), dado que las soluciones exactas son complicadas o inexistentes, se da una somera explicación de los fenómenos físicos que distinguen cada caso particular del caso de referencia, y se resumen las soluciones aproximadas o bien hace referencia a la literatura correspondiente.

Actualmente, los documentos más completos sobre recomendaciones para el diseño sísmico de depósitos son: “Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems” (ASCE, 1980; Ref [5]) y “Seismic Design of Storage Tanks” (New Zealand Study Group, 1986; Ref [10]). Aunque estas recomendaciones tienen ya más de diez años, son todavía válidas, ya que cubren en detalle un amplio número de casos. Ambos documentos se han utilizado como fuentes bibliográficas en el presente anexo.

A.2 Depósitos cilíndricos verticales rígidos**A.2.1 Excitación sísmica horizontal**

La solución completa de la ecuación de Laplace para el movimiento del fluido contenido en un cilindro rígido puede expresarse como la suma de dos contribuciones separadas, denominadas “impulsiva rígida” y “convectiva”, respectivamente. La componente “impulsiva rígida” de la solución satisface exactamente las condiciones de contorno en las paredes y en el fondo del depósito (compatibilidad entre las velocidades del fluido y el depósito) pero da (incorrectamente, debido a la presencia de las olas) presión nula en la superficie libre del fluido. Por consiguiente, debe añadirse un segundo término que no altere las condiciones de contorno que ya han sido satisfechas y reestablezca la condición correcta de equilibrio en la superficie.

Se utiliza un sistema de coordenadas cilíndricas: r, z, θ , con origen en el centro del fondo del depósito, y el eje z vertical. La altura y el radio del depósito se representan como H y R , respectivamente; ρ es la densidad del fluido y $\xi = \frac{r}{R}, \zeta = \frac{z}{H}$ son las coordenadas adimensionales.

A.2.1.1 Presión impulsiva rígida. La variación espacial y temporal de esta componente viene dada por la expresión:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.1})$$

donde

$$C_i(\xi, \zeta) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n/\gamma) v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad (\text{A.2})$$

donde

$$v_n = \frac{2n+1}{2} \pi; \quad \gamma = H/R$$

$I_1(\cdot)$ y $I_1'(\cdot)$ simbolizan la función de Bessel modificada de orden 1 y su derivada¹⁾.

La dependencia temporal de la presión p_i en la ecuación (A.1) viene dada por la función $A_g(t)$, que representa el movimiento del terreno en campo libre (el valor pico de $A_g(t)$ se designa por a_g). La distribución en altura de p_i en la ecuación (A.1) viene dada por la función C_i y se representa en la figura A1(a) para $\xi = 1$ (es decir, en la pared del depósito) y $\cos \theta = 1$ (es decir, en el plano del movimiento), para tres valores de $\gamma = \frac{H}{R}$.

La variación angular de p_i viene dada por la función $\cos \theta$. La figura A1(b) muestra la variación radial de p_i en el fondo del depósito en función del parámetro de esbeltez γ . Para valores altos de γ la distribución de la presión en el fondo tiende a ser lineal.

1) La derivada puede expresarse en términos de las funciones de Bessel modificadas de orden 0 y 1 como:

$$I_1'(x) = \frac{dI_1(x)}{dx} = I_0(x) + \frac{I_1(x)}{x}$$

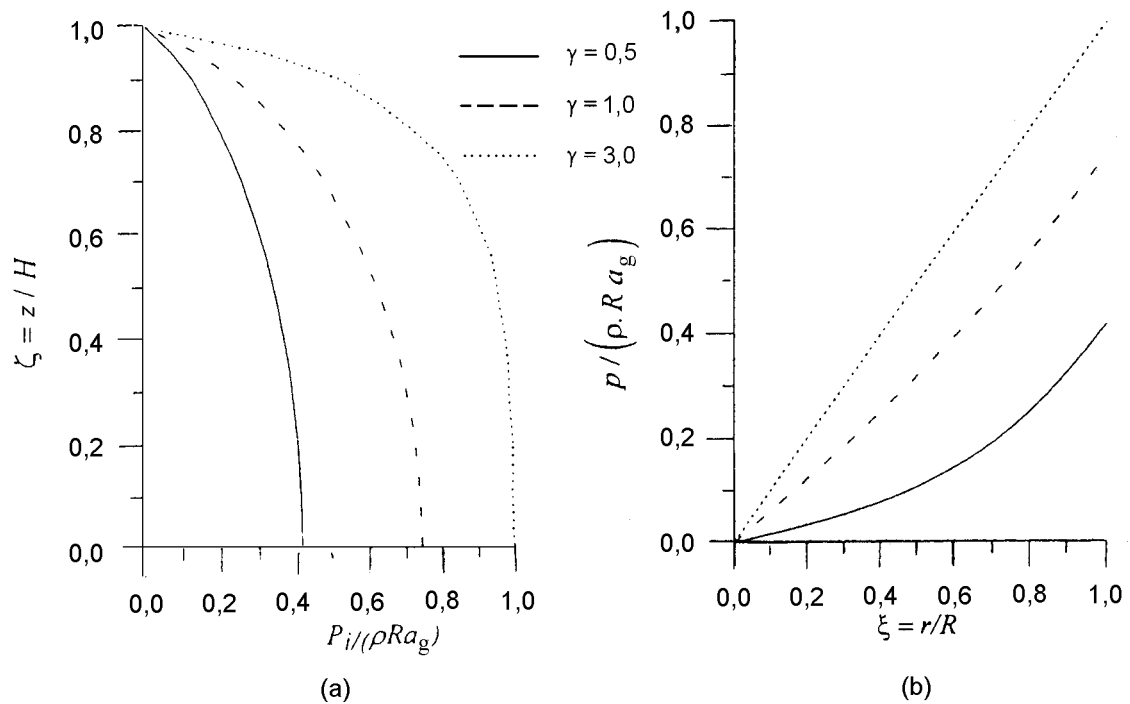


Fig. A.1 – Variación de la presión impulsiva para tres valores de $\gamma = H/R$
1 (a) variación con la altura
1 (b) variación radial en el fondo del depósito
(valores normalizados con el parámetro $\rho R a_g$)

Presiones resultantes

Para determinadas aplicaciones es útil evaluar la fuerza horizontal resultante de las presiones en la base de las paredes del depósito: Q_i , así como el momento resultante respecto a un eje ortogonal a la dirección del movimiento: M_i . El momento total M_i justo debajo del fondo incluye las contribuciones de las presiones en las paredes y en el fondo del depósito.

De las ecuaciones (A.1) y (A.2), calculando las correspondientes integrales, se deduce:

– *cortante impulsivo en la base:*
$$Q_i(t) = m_i A_g(t) \quad (A.3)$$

donde m_i la masa del fluido contenido que se mueve en fase con las paredes (masa impulsiva), cuyo valor es:

$$m_i = m_2 \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)} \quad (A.4)$$

donde $m = \rho \pi R^2 H$ es la masa total del fluido

– momento impulsivo en la base: $M_i(t) = m_i h'_i A_g(t)$ (A.5)

donde
$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1}}{v_n^4} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I'_1(v_n / \gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I'_1(v_n / \gamma)}} \quad (A.6)$$

Los valores de m_i y h'_i se representan en la figura A.2 en función de la relación $\gamma = H / R$.

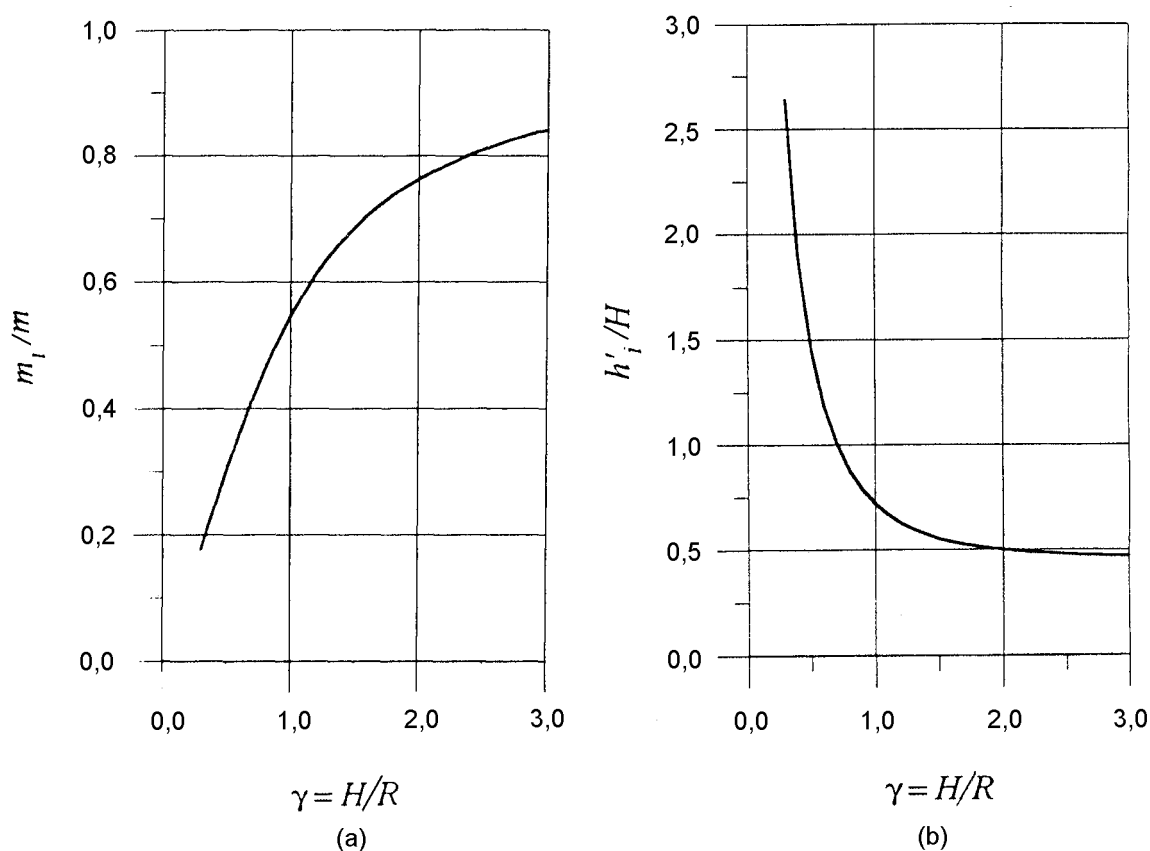


Fig. A.2 – Relaciones m_i / m y h'_i / H en función de la esbeltez del depósito

Se observa en la figura A.2 que m_i crece con γ , aproximándose al valor de la masa total para valores altos de este parámetro, mientras que h'_i tiende a estabilizarse hacia la mitad de la altura del depósito. Los valores de h'_i mayores que H para depósitos poco esbeltos se deben a la contribución predominante de las presiones en el fondo.

A.2.1.2 Componente convectiva de la presión. La variación espacial y temporal de esta componente viene dada por la expresión:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_n(t) \quad (\text{A.7})$$

donde

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)} \quad (\text{A.8})$$

$$\lambda_1 = 1,8112 \quad \lambda_2 = 5,3314 \quad \lambda_3 = 8,5363$$

J_1 = función de Bessel de 1^{er} orden

$A_n(t)$ = respuesta en aceleración de un oscilador de un grado de libertad de frecuencia ω_{cn} :

$$\omega_{cn}^2 = g \frac{\lambda_n}{R} \tanh(\lambda_n \gamma) \quad (\text{A.9})$$

y con un factor de amortiguamiento apropiado para el fluido contenido.

La ecuación (A.7) muestra que la presión total es la combinación de un número infinito de términos modales, cada uno de los cuales corresponde a una forma de onda diferente del fluido vibrante. En la práctica, a efectos de diseño, sólo se necesita considerar el 1^{er} modo de vibración (“chapoteo”) en la mayoría de los casos.

La distribución vertical de las presiones de chapoteo para los dos primeros modos se muestra en la figura A.3 (a), mientras que la figura A.3 (b) da los valores de las dos primeras frecuencias de vibración en función de la relación H/R .

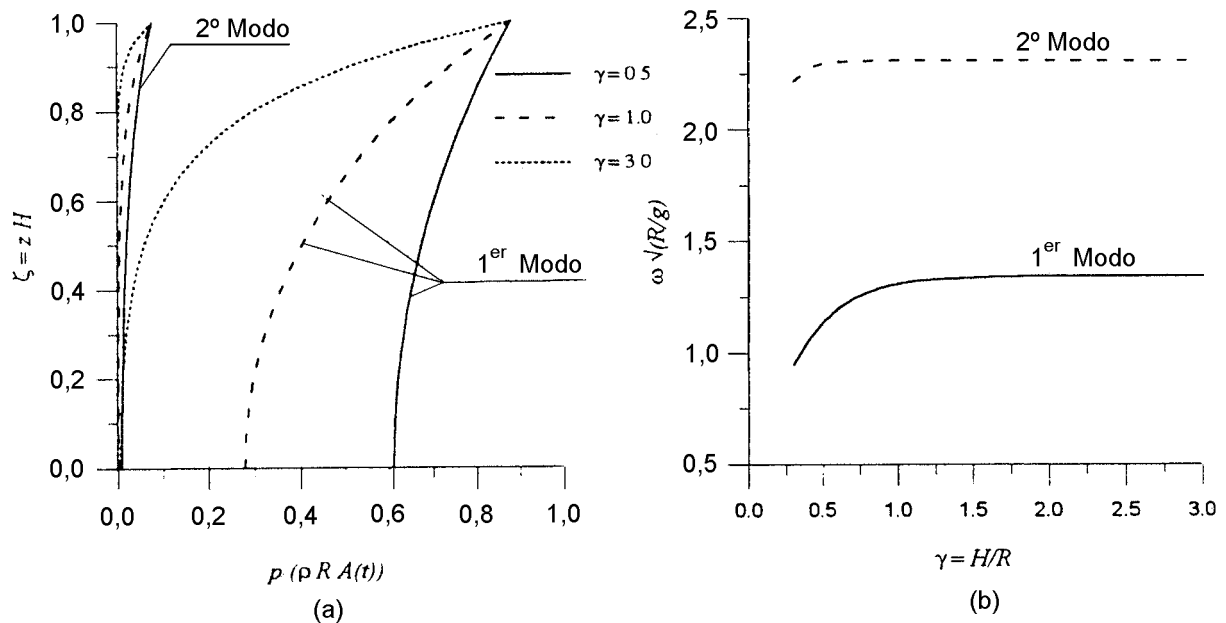


Fig. A.3 – Variación de las presiones de chapoteo en los dos primeros modos de vibración según la altura (figura 3(a)) y valores de las frecuencias propias correspondientes en función de γ

Puede observarse en la figura A.3 que, en depósitos de poca altura con relación a la base, las presiones de chapoteo se mantienen en valores relativamente altos en toda la altura, mientras que en depósitos esbeltos este efecto es sólo superficial. Puede verse que, para el mismo valor de la aceleración de respuesta, la contribución del segundo modo es despreciable. Otro resultado interesante de la figura A.3 (b) es que, para $\gamma > 1$, las frecuencias de chapoteo son prácticamente independientes del valor del parámetro γ .

El valor de ω_{c1} en este caso se aproxima mediante la expresión:

$$\omega_{c1} = 4,2 / \sqrt{R} \quad (R \text{ en metros}) \quad (\text{A.10})$$

el cual, para los valores usuales de R en plantas petroquímicas da períodos de oscilación del orden de unos pocos segundos (por ejemplo, $T_{c1} = 4,7$ s para $R = 10$ m).

Presiones resultantes

De forma similar a como se derivó la componente impulsiva, pueden obtenerse las expresiones para el cortante basal resultante y el momento total en la base del depósito.

El esfuerzo cortante en la base viene dado por:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) \quad (\text{A.11})$$

donde m_{cn} es la masa convectiva en el n-simo modo de vibración:

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad (\text{A.12})$$

En la ecuación (A.11) puede verse que el cortante basal es la suma instantánea de las fuerzas de corte que actúan sobre los (infinitos) osciladores de masas m_{cn} conectadas al depósito rígido mediante muelles de rigideces $K_n = \omega_n^2 m_{cn}$. El depósito está sometido a la aceleración del terreno $A_g(t)$ y las masas responden con las aceleraciones modales $A_n(t)$.

De las figuras A.3 y A.4 se deduce que sólo hay que considerar la primera de las masas de chapoteo en el análisis.

El momento total puede expresarse como:

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_n(t)) h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn} \quad (\text{A.13})$$

donde h_{cn} es la cota donde debe aplicarse el oscilador equivalente para obtener el valor correcto de M_{cn} :

$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14})$$

Los valores de m_{c1} y m_{c2} , y los correspondientes valores de h_{c1} y h_{c2} se muestran en la figura A.4 en función de γ .

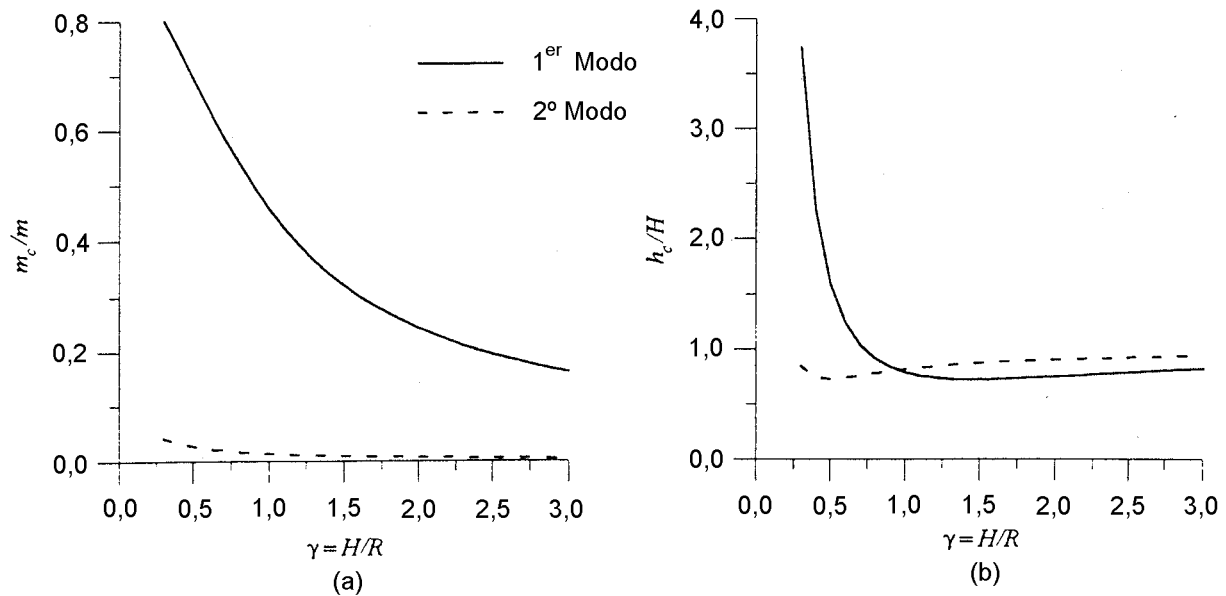


Fig. A.4 – Primeras dos masas modales de chapoteo (figura A.4(a)) y alturas correspondientes, h_{c1} y h_{c2} (figura A.4(b)), en función de γ

A.2.1.3 Altura de la ola convectiva. La contribución predominante de la altura de ola de chapoteo viene dada por el primer modo de vibración, y la expresión del valor máximo (en el borde) es

$$d_{\text{máx.}} = 0,84 R S_e(T_{c1}) \quad (\text{A.15})$$

donde $S_e(\cdot)$ es el espectro elástico de respuesta en aceleraciones, expresado en fracción de g (aceleración de la gravedad).

A.2.1.4 Combinación de las presiones impulsiva y convectiva. La historia temporal de la presión total es la suma de dos historias temporales, la de la presión impulsiva, debida a $A_g(t)$, y la de la presión convectiva, debida a $A_{cl}(t)$ (despreciando componentes de orden superior).

Si, como es habitual en diseño, se prefiere utilizar el método del espectro de respuesta, se plantea el problema de combinar adecuadamente los dos máximos. Como generalmente la frecuencia fundamental del movimiento del terreno y la frecuencia de la ola de chapoteo están bastante separadas, la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” puede no ser conservadora, por lo que se recomienda usar la regla alternativa de “sumar los valores absolutos de ambos máximos”.

A.2.1.5 Efecto de la inercia de las paredes. Para depósitos de acero, las fuerzas de inercia que actúan en la lámina debidas a su propia masa son pequeñas en comparación con las fuerzas hidrodinámicas, y normalmente pueden despreciarse. Sin embargo, para depósitos de hormigón las fuerzas de inercia sobre la pared pueden no ser siempre despreciables. Las fuerzas de inercia actúan en el mismo plano vertical que la excitación sísmica. Considerando la componente normal a la superficie de la lámina, se tiene la siguiente expresión para la presión:

$$p_w = \rho_w s \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.16})$$

donde

ρ_w = densidad del material de la pared;

s = espesor de la pared.

La presión normal, constante con la altura, debe sumarse a la componente impulsiva dada por la ecuación (A.1). El cortante total en la base se obtiene multiplicando la masa total del depósito por la aceleración del terreno.

A.2.2 Excitación sísmica vertical

La presión hidrodinámica sobre las paredes de un depósito rígido debida a la aceleración vertical del terreno $A_v(t)$ viene dada por:

$$p_{vr}(\zeta, t) = \rho H(1 - \zeta) A_v(t) \quad (\text{A.17})$$

A.2.3 Combinación de presiones debida a las excitaciones horizontal y vertical

La presión combinada máxima, debida a la excitación horizontal y vertical, puede calcularse aplicando la regla dada en el apartado 3.2.

A.3 Depósitos cilíndricos verticales deformables

A.3.1 Excitación sísmica horizontal

Cuando el depósito no pueda considerarse como rígido (este es casi siempre el caso de los depósitos de acero) la solución completa de la ecuación de Laplace se expresa como suma de tres contribuciones, denominadas “impulsiva rígida”, “chapoteo” y “flexible”.

La tercera contribución es nueva con relación al caso de depósitos rígidos: satisface la condición de que la velocidad radial del fluido en la pared es igual a la velocidad de deformación de la propia pared del depósito, además de las condiciones de velocidad vertical nula en el fondo y presión nula en la superficie libre del fluido.

Puesto que la deformación de la pared se debe también a las presiones de chapoteo, las componentes flexible y de chapoteo de la solución están teóricamente acopladas, lo que hace que sea complicada la determinación de la solución. Afortunadamente, el acoplamiento dinámico es muy débil, debido a la separación que existe entre las frecuencias de los dos movimientos, lo que permite determinar con mucha exactitud la tercera componente de la solución con independencia de las otras dos. Las componentes impulsiva rígida y de chapoteo analizadas en el capítulo A.2 permanecen por tanto inalteradas.

Para la componente flexible no es posible obtener una expresión analítica puesto que la distribución de presiones depende de los modos de vibración del sistema depósito-fluido, y por tanto de las propiedades geométricas y de rigidez del depósito. Estos modos no pueden obtenerse directamente a partir de los algoritmos de cálculo modal usuales, ya que la masa de fluido afectada no se conoce a priori y también porque solamente interesan los modos del tipo: $f(\zeta, \theta) = f(\zeta) \cos \theta$ (y estos modos son difíciles de identificar entre todos los modos de vibración del depósito).

Suponiendo conocidos los modos (es suficiente con conocer el modo fundamental, por lo que en las expresiones siguientes se omiten tanto el índice modal como el sumatorio de todas las contribuciones modales), la distribución de presiones “flexible” adopta la forma:

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \cos \theta A_f(t) \quad (\text{A.18})$$

con

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s}{H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s}{H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (\text{A.19})$$

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n}{v_n^2} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I'_1(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.20})$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta}{v_n} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I'_1(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.21})$$

ρ_s es la densidad del material de la lámina, s el espesor y $A_f(t)$ es la aceleración de la respuesta (relativa a la base) de un oscilador simple con frecuencia fundamental y factor de amortiguamiento iguales a los del primer modo de vibración del depósito.

En la mayoría de los depósitos flexibles, la presión $p_f(\cdot)$ en la ecuación (A.18) proporciona la contribución predominante en la presión total, debido al hecho de que, mientras el término impulsivo rígido (ecuación A.1) varía con la aceleración del terreno, $A_g(t)$, el término flexible (ecuación A.18) varía con la aceleración de la respuesta, la cual, para el rango de períodos usuales en sistemas depósito-fluido, se amplifica considerablemente con respecto a $A_g(t)$.

Para la determinación de la primera forma modal del depósito, se sugiere utilizar el siguiente procedimiento iterativo (referencia [2]). Si $f^0(\zeta)$ es la forma inicial tentativa y se denomina $f^i(\zeta)$ la correspondiente a la i -ésima iteración, la densidad “efectiva” de la lámina resulta ser:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_s^i(\zeta)}{2g s(\zeta) f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (\text{A.22})$$

donde $p_s^i(\zeta)$ y $s(\zeta)$ son la amplitud de la presión calculada con la ecuación (A.18) en el paso i -ésimo, y el espesor de la lámina, respectivamente.

La densidad efectiva (ecuación (A.22)) puede utilizarse entonces en el análisis estructural del depósito para evaluar la $(i+1)$ forma modal, y así sucesivamente hasta que se alcance la convergencia.

La frecuencia fundamental del sistema depósito-fluido puede evaluarse mediante la siguiente expresión aproximada:

$$f_s = (E s(\zeta) / \rho H)^{1/2} / 2R g(\gamma) \quad (\text{con } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.23})$$

donde

$$g(\gamma) = 0,01675\gamma^2 - 0,15\gamma + 0,46 \quad (\text{A.24})$$

Presiones resultantes

A partir de la ecuación (A.18) pueden evaluarse la fuerza cortante y el momento en la base, obteniéndose expresiones del tipo:

$$- \text{ cortante en la base} \quad Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (1^{\text{er}} \text{ modo sólo}) \quad (\text{A.25})$$

donde

$$m_f = m\psi\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n \quad (\text{A.26})$$

– momento total:
$$M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad (\text{A.27})$$

donde
$$h_f = H \frac{\left[\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1'(v_n / \gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n' \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad (\text{A.28})$$

A.3.2 Combinación de presiones debidas a la excitación horizontal

La historia temporal de la presión total es, en el caso de depósitos flexibles, la suma de tres componentes: la impulsiva rígida (ecuación (A.1)), la convectiva (ecuación (A.7)) y la flexible, cada una de ellas distribuida de forma diferente a lo largo de la altura y con una variación diferente con el tiempo.

Refiriéndonos, por simplicidad, a las fuerzas cortantes producidas por estas presiones (ecuaciones (A.3), (A.11) y (A.25), se tiene:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_f(t) \quad (\text{A.29})$$

donde $A_n(t)$ simboliza la respuesta en aceleraciones absolutas de un oscilador simple de frecuencia ω_n (ecuación (A.9)) sometido a una aceleración en la base $A_g(t)$, y $A_f(t)$ es la respuesta en aceleración, relativa a la base, de un oscilador simple de frecuencia ω_f (ecuación (A.23)) y amortiguamiento apropiado para el sistema depósito-fluido, sometido también a $A_g(t)$.

Si, a través del espectro de respuesta de las aceleraciones absolutas y relativas, se conocen los máximos individuales de los términos de la ecuación (A.29), las presiones correspondientes en el depósito (necesarias para un análisis tensional detallado) pueden obtenerse distribuyendo adecuadamente la resultante de las fuerzas sobre las paredes y el fondo del depósito.

Para facilitar el proceso del diseño, las masas m_i , m_{cn} y m_f (esta última basada en los primeros modos de vibración) se calculan en función del parámetro γ , y se dan en forma tabulada o en diagramas (por ejemplo en las referencias [5] y [10]).

La utilización de la ecuación (A.29), en combinación con los espectros de respuesta, plantea sin embargo el problema de la combinación de los valores máximos. Además de la necesidad de derivar un espectro de respuesta de aceleración relativa para $A_f(t)$, no existe un método exacto para combinar el máximo de $A_g(t)$ con el de $A_f(t)$.

De hecho, dado que la excitación y la respuesta no pueden suponerse variables independientes en el rango relativamente amplio de frecuencias consideradas, la regla de la “raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” no es conservadora. Por otra parte, la suma simple de los máximos individuales puede conducir a estimaciones muy conservadoras.

Debido a estas dificultades, se han propuesto varios métodos aproximados basados en la teoría anteriormente expuesta.

Dos de estas alternativas, presentadas e ilustradas detalladamente en la referencia [5], se deben a Veletsos-Yang (V.Y) y Haroun-Housner (H.H).

El método V.Y. consiste esencialmente en reemplazar la ecuación (A.29) por la ecuación:

$$Q(t) = m_i A_{fa}(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) \quad (\text{A.30})$$

es decir, en asumir que la totalidad de la masa impulsiva responde con la aceleración absoluta amplificada del depósito flexible [$A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$]. El valor máximo de $A_{fa}(t)$ se obtiene directamente a partir del correspondiente espectro de respuesta.

El método V.Y proporciona un valor límite superior de la solución exacta, lo que constituye una aproximación aceptable para relaciones H/R no mucho mayores que 1. Por encima de este límite se sugiere utilizar factores de corrección para disminuir el grado de conservadurismo. Dada la naturaleza conservadora del método, pueden despreciarse en general los efectos de inercia del depósito. Si se desea obtener la fuerza cortante en la base, ésta puede calcularse aproximadamente mediante la expresión:

$$Q_w(t) = (\varepsilon_o \cdot m) \cdot A_{fa}(t) \quad (A.31)$$

donde $A_{fa}(t)$ es la pseudo-aceleración de respuesta del sistema depósito-fluido, $(\varepsilon_o \cdot m)$ es la masa efectiva de participación del depósito en el primer modo de vibración, donde m es la masa total del depósito, y el factor ε_o puede determinarse aproximadamente a partir de:

H/R	0,5	1,0	3,0
ε_o	0,5	0,7	0,9

El método H.H. parte de la ecuación (A.29), presentada en la forma:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f (A_{fa}(t) - A_g(t)) \quad (A.32)$$

que puede reordenarse así:

$$Q(t) = (m_i - m_f) A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_n(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (A.33)$$

es decir, en una forma adecuada para el uso del espectro de respuesta.

Las masas m_i y m_f se muestran, en forma gráfica, en función de H/R y s/R , junto con las alturas a las que deben situarse para que proporcionen el valor correcto del momento (véase la referencia [5]).

Los efectos de la inercia de las paredes del depósito aparecen incorporados en los valores de las masas y sus alturas respectivas.

La regla “raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” se utiliza para combinar los valores máximos de las tres componentes en la ecuación (A.33).

En el método H.H. el problema de la distribución en altura de la fuerza cortante total en la base se resuelve suponiendo una distribución uniforme de la presión en toda la altura del depósito, lo que da lugar a un valor máximo de la tensión anular, $\sigma_{\text{máx}}$:

$$\sigma_{\text{máx.}} = \frac{1}{\pi} \frac{Q_{\text{máx.}}}{H s} \quad (A.34)$$

Procediendo de forma similar al método de Veletsos-Yang, Malhotra (1997) [8] ha elaborado un método todavía más simplificado, que se describe a continuación.

A.3.2.1 Método simplificado para depósitos cilíndricos con base fija (Malhotra, 1997) [8]

Modelo

Los efectos hidrodinámicos en un depósito se evalúan superponiendo dos componentes: (1) la componente impulsiva, que representa la acción del líquido cerca de la base del depósito que se mueve rígidamente con la pared flexible del depósito; y (2) la componente convectiva, que representa la acción del líquido que experimenta movimiento de chapoteo cerca de la superficie libre. En este análisis el sistema depósito-líquido se modeliza por medio de dos sistemas de un grado de libertad, uno correspondiente a la acción impulsiva y otro a la acción convectiva. Las respuestas impulsiva y convectiva se combinan sumándolas en lugar de obtener la raíz cuadrada del valor cuadrático medio.

Períodos naturales: Los períodos naturales, en segundos, de las respuestas impulsiva y convectiva son, respectivamente:

$$T_{imp} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (A.35)$$

$$T_{con} = C_c \sqrt{R} \quad (A.36)$$

donde H = altura del líquido, R = radio del depósito, s = espesor uniforme equivalente de la pared del depósito, ρ = densidad del líquido, y E = módulo de elasticidad de Young del material del depósito. Los coeficientes C_i y C_c se obtienen de la tabla A.1. El coeficiente C_i es adimensional, mientras que C_c se expresa en $s/m^{1/2}$ y R se expresa en metros en la ecuación (A.36). Para depósitos con espesor no uniforme, s se puede calcular tomando el promedio ponderado del espesor en la altura mojada, asignando el mayor peso al espesor próximo a la base del depósito, donde las deformaciones son mayores.

Masas impulsivas y convectivas: Las masas impulsivas y convectivas, m_i y m_c , se indican en la tabla A1 como fracciones de la masa líquida total m .

Tabla A.1

H/R	C_i	C_c	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h'_i/H	h'_c/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

NOTA: C_c se expresa en $s/m^{1/2}$.

Respuesta sísmica

Cortante basal: La fuerza cortante total en la base es

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (A.37)$$

donde m_w = masa de las paredes del depósito, m_r = masa de la cubierta del depósito; $S_e(T_{imp})$ = aceleración espectral impulsiva, obtenida a partir del espectro de respuesta elástica con 2% de amortiguamiento para depósitos de acero u hormigón pretensado y con 5% de amortiguamiento para depósitos de hormigón; $S_e(T_{con})$ = aceleración espectral convectiva, obtenida del espectro de respuesta elástica con 0,5% de amortiguamiento.

Momento de vuelco por encima de la base de apoyo: El momento de vuelco por encima de la base de apoyo, en combinación con la teoría ordinaria de vigas, proporciona la tensión cortante en la base del depósito. El valor neto del momento para un punto situado justo encima de la base es

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (A.38)$$

donde h_i y h_c son las alturas de los centroides de aplicación de las distribuciones hidrodinámicas impulsiva y convectiva de presiones, que se obtienen a partir de la tabla A1; h_w y h_r son las alturas de los centros de gravedad de las paredes y la cubierta del depósito, respectivamente, medidas con relación a la base de éste.

Momento de vuelco por debajo de la base de apoyo: El momento de vuelco justo debajo de la base de apoyo del depósito tiene en cuenta la presión hidrodinámica en las paredes y en la placa de cimentación. Viene dado por:

$$M' = (m_i h'_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (A.39)$$

donde las alturas h'_i y h'_c se obtienen a partir de la tabla A.1.

Si el depósito está apoyado sobre una cimentación anular, debería utilizarse el momento M para proyectar las paredes, los anclajes de la base y la cimentación. Si el depósito está apoyado en una losa de cimentación, debería utilizarse el momento M para proyectar las paredes y los anclajes y el momento M' para proyectar la cimentación.

Altura de ola en la superficie libre: El desplazamiento vertical de la superficie libre debido al chapoteo viene dado por la ecuación (A.15).

A.3.3 Excitación sísmica vertical

Adicionalmente a la presión $p_{vr}(\zeta, t)$, dada por la ecuación (A.17) y debida al movimiento rígido del depósito en dirección vertical con aceleración $A_v(t)$, se debe considerar la contribución de la presión $p_{vf}(\zeta, t)$, resultante de la deformabilidad de la lámina. El término adicional tiene como valor:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0,815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2} \zeta\right) A_{vf}(t) \quad (A.40)$$

donde

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln \gamma \quad \text{para } 0,8 \leq \gamma < 4$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{para } \gamma < 0,8$$

$A_{vf}(t)$ es la aceleración de respuesta de un oscilador simple de frecuencia igual a la frecuencia fundamental de la vibración de interacción axisimétrica del depósito y el fluido.

La frecuencia fundamental puede estimarse por medio de la expresión:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[\frac{2 E I_1(\gamma_1) s(\zeta)}{\pi \rho H(1-\nu^2) I_o(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad (\text{con } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.41})$$

en la que $\gamma_1 = \pi/(2\gamma)$ y E y ν son el módulo de Young y el coeficiente de Poisson del material del depósito respectivamente.

El valor máximo de $p_{vr}(t)$ se obtiene a partir del espectro de respuesta de la aceleración vertical para los valores apropiados del período y el amortiguamiento. Si se desprecia la flexibilidad del suelo (véase el capítulo A.7) los valores del amortiguamiento a aplicar son los del material (acero, hormigón) de la lámina.

El valor máximo de la presión, debido al efecto combinado de las contribuciones rígida, $p_{vr}(\cdot)$, y flexible, $p_{vf}(\cdot)$, puede obtenerse aplicando la regla de la “raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” a los máximos individuales.

A.3.4 Combinación de presiones debida a las excitaciones horizontal y vertical

El valor máximo de la presión debido al efecto combinado de las excitaciones horizontal y vertical puede obtenerse aplicando la regla de la “raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” a las presiones máximas producidas por cada tipo de excitación.

A.4 Depósitos rectangulares

Para depósitos de paredes rígidas, puede obtenerse una solución de la ecuación de Laplace para excitación horizontal de forma análoga a la ya descrita para depósitos cilíndricos, de tal manera que la presión total viene dada nuevamente por la suma de una contribución impulsiva y otra convectiva:

$$p(z, t) = p_i(z, t) + p_c(z, t) \quad (\text{A.42})$$

La componente impulsiva se expresa:

$$p_i(z, t) = q_o(z) \rho L A_g(t) \quad (\text{A.43})$$

donde L es la semianchura del depósito en la dirección de la acción sísmica y la función $q_o(z)$, que da la variación de $p_i(\cdot)$ con la altura ($p_i(\cdot)$ es constante en la dirección ortogonal a la acción sísmica), se representa en la figura A.5.

La forma y los valores numéricos de la función $q_o(z)$ son muy similares a los correspondientes a un depósito cilíndrico de radio $R = L$.

La componente de presión convectiva viene dada por una suma de términos modales (modos de chapoteo), cada uno de los cuales tiene una variación temporal diferente:

$$p_{c1}(z, t) = q_{c1}(z) \rho L A_1(t) \quad (\text{A.44})$$

donde la función $q_{c1}(z)$ se muestra en la figura A.6 conjuntamente con la 2ª contribución modal $q_{c2}(z)$. $A_1(t)$ es la aceleración de respuesta de un oscilador simple, con el amortiguamiento del primer modo de vibración, y sometido a una aceleración $A_g(t)$.

El período de oscilación del primer modo de chapoteo es:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi}{2} \frac{H}{L}\right)} \right)^{1/2} \quad (\text{A.45})$$

Presiones resultantes

El cortante basal y el momento a nivel de cimentación pueden evaluarse en base a las expresiones (A.43) y (A.44).

De acuerdo con la referencia [10], a efectos de proyecto, de las masas m_i y m_{c1} , así como las alturas correspondientes respecto a la base: h'_i y h_{c1} , calculadas para depósitos cilíndricos mediante las expresiones (A.4), (A.12) y (A.6), (A.14), respectivamente, pueden utilizarse también para depósitos rectangulares (L reemplaza entonces a R), con un margen de aproximación no superior al 15%.

Paredes flexibles

La flexibilidad de las paredes produce generalmente un aumento significativo de las presiones impulsivas, mientras que las presiones convectivas prácticamente no varían. La razón para esta diferencia es la misma comentada previamente para el caso de depósitos cilíndricos, es decir, el desacoplamiento entre las oscilaciones de chapoteo y las deformaciones dinámicas de las paredes, debido a la separación sustancial entre los períodos respectivos.

Los estudios sobre el comportamiento de depósitos rectangulares flexibles no son numerosos, y las soluciones no pueden expresarse en una forma adecuada para su uso directo en proyecto; para un tratamiento reciente del tema puede consultarse por ejemplo la referencia [6].

A efectos de diseño, en la referencia [10] se sugiere una aproximación mediante la utilización de la misma distribución vertical de presiones válida para paredes rígidas (véase la ecuación (A.43) y la figura A.5), pero reemplazando la aceleración del suelo $A_g(t)$ en la ecuación (A.43) por la aceleración de respuesta de un oscilador simple con la frecuencia propia y el factor de amortiguamiento correspondientes al primer modo impulsivo del sistema depósito-líquido.

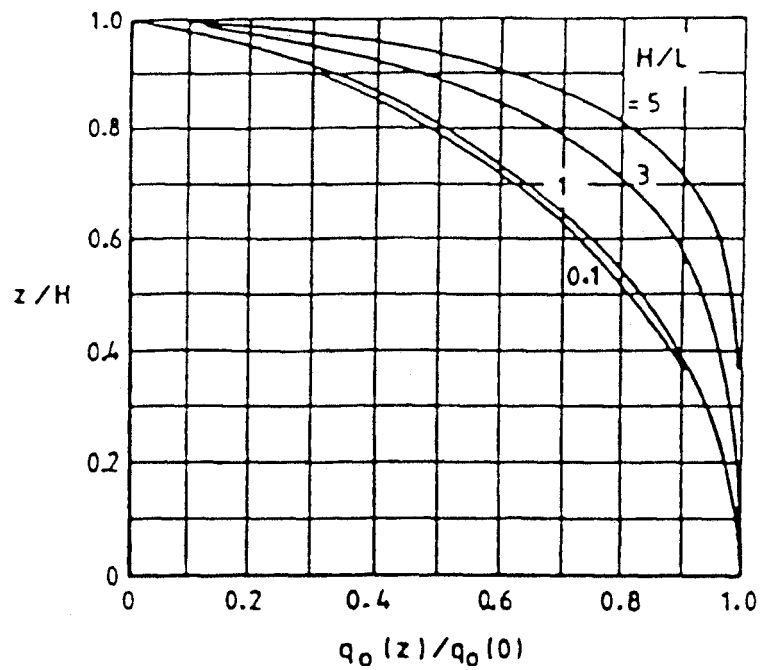


Fig. A.5(a) – Presiones impulsivas adimensionales sobre la pared perpendicular a la dirección del sismo de un depósito rectangular (referencia [10])

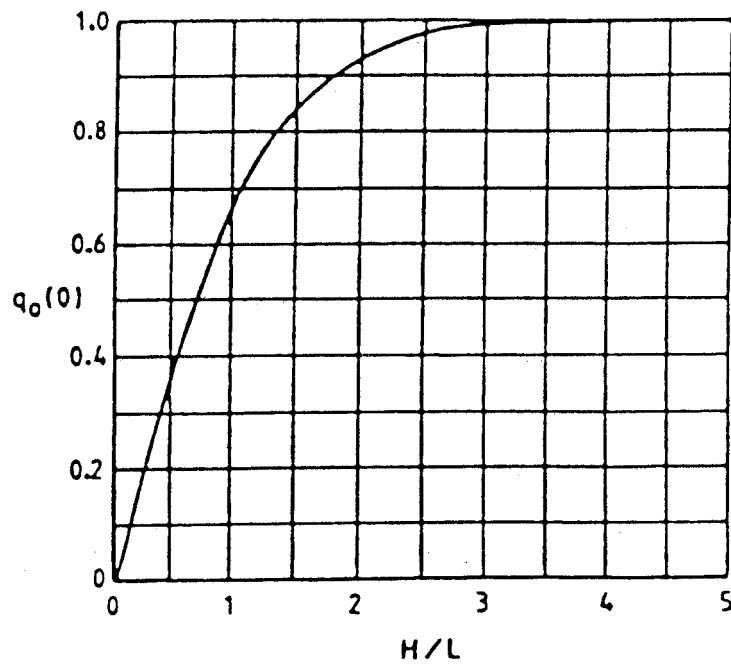


Fig. A.5(b) – Valor máximo de las presiones impulsivas adimensionales sobre la pared perpendicular a la dirección del sismo de un depósito rectangular (referencia [10])

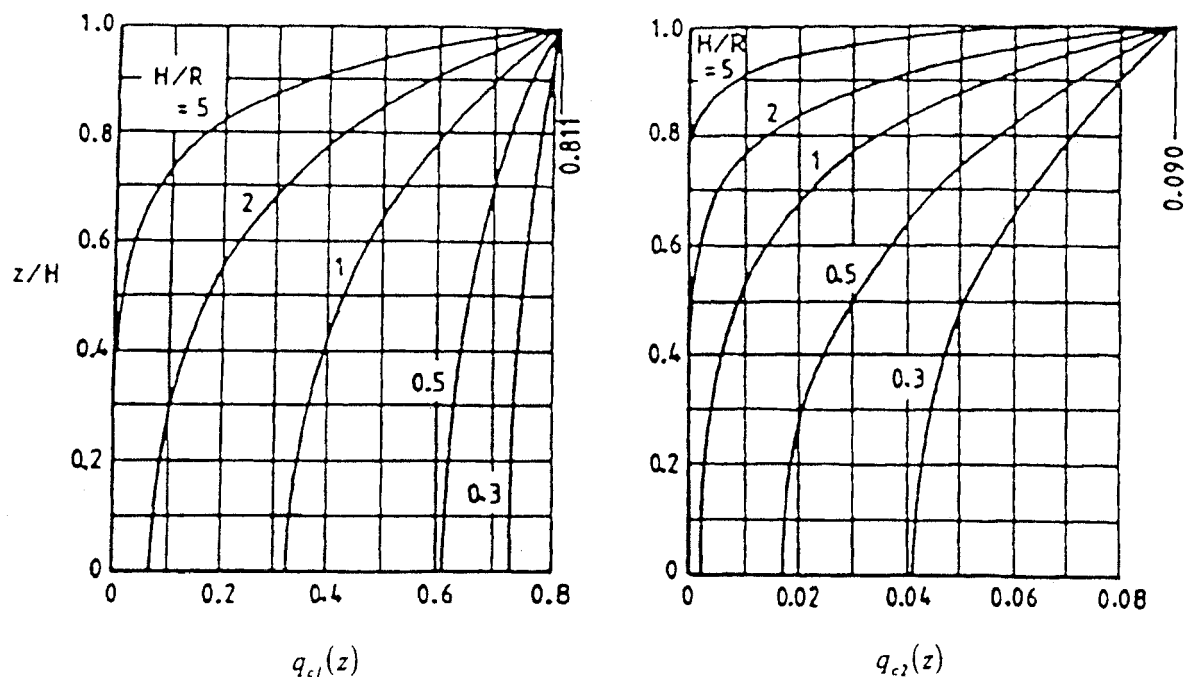


Fig. A.6 – Presiones convectivas adimensionales sobre la pared perpendicular a la dirección del sismo de un depósito rectangular (referencia [10])

El período de este modo de vibración viene dado aproximadamente por la expresión:

$$T_f = 2 \pi (d_f / g)^{1/2} \quad (\text{A.46})$$

donde

d_f la deflexión de la pared en el eje vertical del depósito a la altura de la masa impulsiva, cuando la pared se carga con una carga uniforme en la dirección del movimiento del suelo de magnitud $m_i g/4 B H$;

$2B$ la anchura del depósito perpendicular a la dirección de la carga.

La masa impulsiva m_i puede obtenerse a partir de la ecuación (A.4), pero debe incluir la masa de la pared.

A.5 Depósitos cilíndricos de sección horizontal circular

La información contenida en este capítulo A.5 se ha tomado de la referencia [10].

Los depósitos cilíndricos horizontales deben analizarse según el eje longitudinal y el eje transversal (véase la figura A.7 para la nomenclatura).

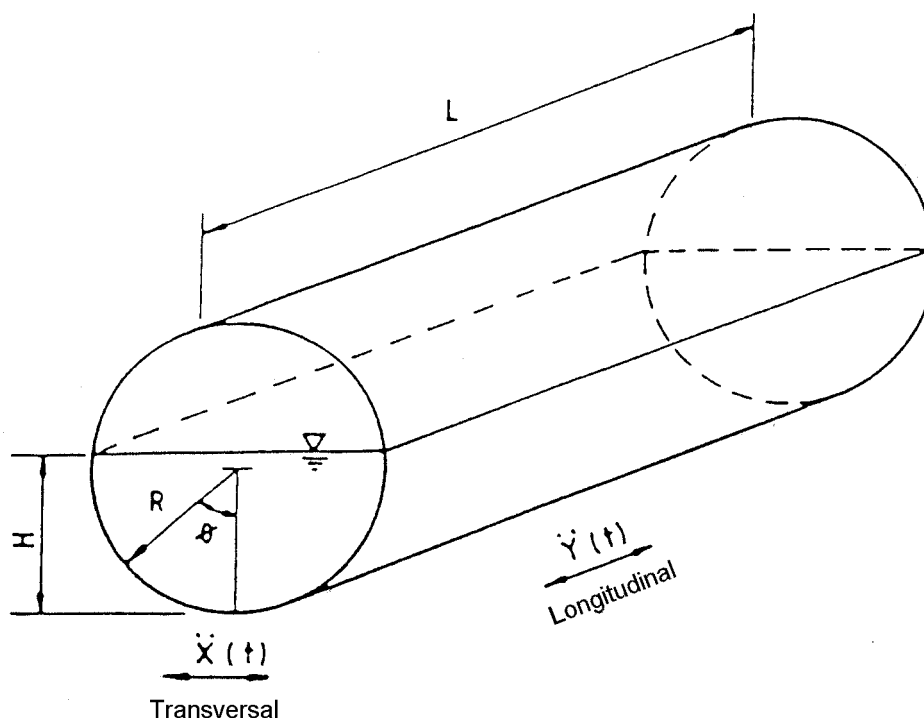


Fig. A.7 – Nomenclatura para el depósito cilíndrico de eje horizontal (referencia [10])

Pueden obtenerse valores aproximados de las presiones hidrodinámicas inducidas por excitaciones horizontales, en dirección longitudinal o transversal al nivel del líquido y en la dirección del movimiento, a partir de la solución para el depósito rectangular de igual dimensión y con una profundidad igual a la necesaria para dar el mismo volumen de líquido. Esta aproximación es suficientemente exacta a efectos de proyecto en el rango $0,5 < H/R < 1,6$. Cuando $H/R > 1,6$, debería considerarse que el depósito se comporta como si estuviera lleno, es decir, con la masa total del fluido moviéndose solidariamente con el depósito.

Existen soluciones más exactas para depósitos parcialmente llenos cuando la excitación sísmica es perpendicular a su eje. En este caso la distribución de la presión impulsiva viene dada por:

$$p_i(\phi) = q_o(\phi) \gamma R A_g(t) \quad (\text{A.47})$$

Para $H = R$ la función de presión $q_o(\cdot)$ adopta la forma:

$$q_o(\phi) = \frac{H}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n)^2 - 1} \sin 2n \phi \quad (\text{A.48})$$

La función $q_o(\cdot)$ se representa en la figura A.8. La masa impulsiva se calcula integrando la distribución de presiones, resultando ser:

$$m_i = 0,4 m \quad (\text{A.49})$$

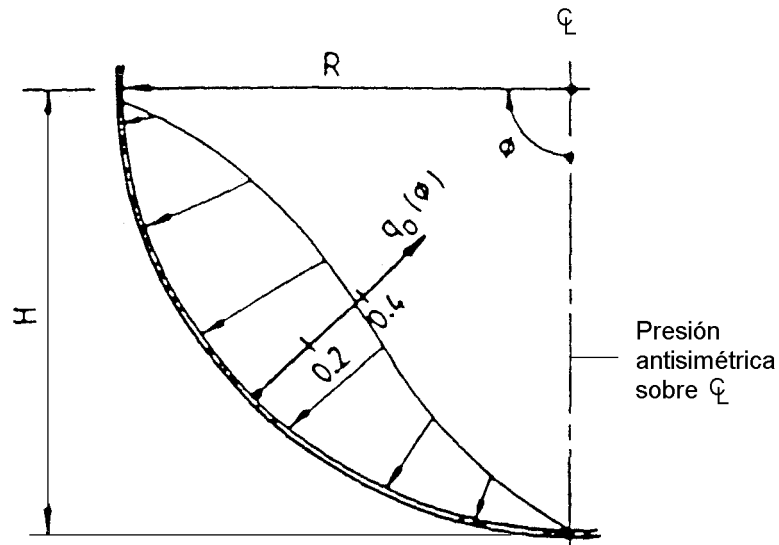


Fig. A.8 – Presiones impulsivas sobre un cilindro horizontal con $H = R$
Excitación transversal (según la referencia [10])

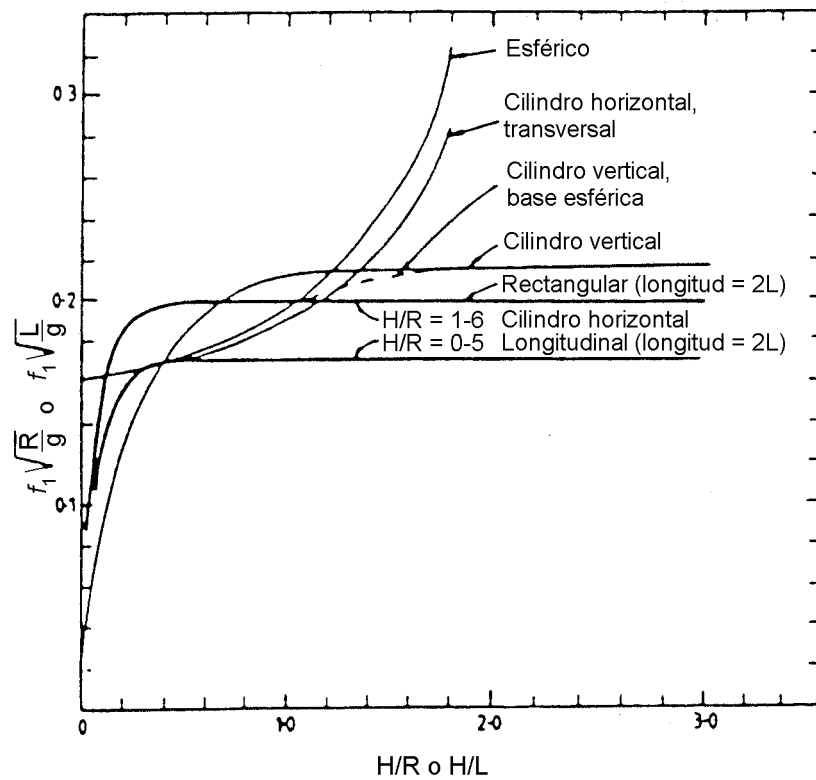


Fig. A.9 – Frecuencia adimensional del primer modo convectivo para depósitos rígidos de diversas formas (según la referencia [10])

Como las presiones actúan en la dirección radial, las fuerzas que actúan sobre el cilindro pasan por el centro de la sección circular, y por tanto debería considerarse que la masa impulsiva y la convectiva actúan en este punto.

No se dispone de soluciones para las presiones convectivas en una forma adecuada para el diseño. Cuando el depósito está aproximadamente medio lleno ($H \cong R$), la masa asociada al primer modo de chapoteo puede estimarse como:

$$m_{c1} = 0,6 m \quad (\text{A.50})$$

Las dos expresiones dadas para las masas m_i y m_{c1} constituyen aproximaciones razonables para valores de H / R entre 0,8 y 1,2.

En la figura A.9 se muestran las frecuencias correspondientes al primer modo de chapoteo para depósitos con diversas formas, incluyendo cilindros circulares horizontales, con movimiento transversal y longitudinal a lo largo del eje del cilindro.

A.6 Depósitos elevados

Los depósitos elevados pueden tener estructuras de soporte de diferentes tipos, desde torres cilíndricas simples hasta pórticos o estructuras de tipo celosía. A efectos del análisis, la presencia del líquido en el depósito sustentado por la estructura de soporte puede tenerse en cuenta considerando dos masas: una masa impulsiva m_i , localizada a la altura h'_i sobre la base del depósito (ecuaciones (A.4) y (A.6), respectivamente), y una masa m_{c1} situada a la altura h_{c1} (ecuaciones (A.12) y (A.14), respectivamente).

La masa m_i está rígidamente conectada a las paredes del depósito, mientras que la masa m_{c1} está conectada a las paredes a través de un muelle de rigidez $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$, donde ω_{c1} se obtiene de la ecuación (A.9).

La masa del depósito se incluye en el modelo estructural, que describe también la estructura de soporte. La respuesta del sistema puede evaluarse usando análisis modal estándar y métodos de espectros de respuesta.

En el caso más simple posible, el modelo global tiene sólo dos grados de libertad, correspondientes a las masas m_i y m_{c1} (la masa del depósito y una determinada parte de la masa del soporte que tiene que sumarse a m_i). La masa $(m_i + \Delta_m)$ se conecta al terreno mediante un muelle que representa la rigidez del soporte.

En algunos casos es necesario considerar además la inercia al giro de la masa $(m_i + \Delta_m)$ y el correspondiente grado de libertad adicional.

En el caso relativamente frecuente en que la forma del depósito elevado sea un tronco de cono invertido (o similar), puede considerarse en el análisis un cilindro equivalente, con igual volumen de líquido que el depósito real, y cuyo diámetro sea igual al del cono al nivel de llenado del líquido.

A.7 Efectos de interacción suelo-estructura

En depósitos cimentados en suelos relativamente deformables, el movimiento en la base puede ser diferente al movimiento en campo libre, e incluir una componente de giro además de una componente traslacional modificada.

Recientemente se han desarrollado soluciones exactas del problema de interacción entre sistemas depósito-fluido y suelo para el caso de depósitos con cimentación rígida sobre suelo homogéneo (véanse las referencias [14], [15] y [16]). Las soluciones halladas se basan en el método de subestructuración, en el que la respuesta del depósito deformable y del suelo bajo la cimentación se expresan primero por separado para una excitación que consiste en un movimiento horizontal y un movimiento de balanceo: las condiciones de equilibrio y compatibilidad en la interfase proporcionan un sistema de dos ecuaciones de las componentes (desconocidas) del desplazamiento del terreno.

Los análisis efectuados en depósitos con geometrías diversas confirman lo que ya se conocía a partir de estudios anteriores sobre edificios. Si se aumenta la flexibilidad del medio de apoyo aumenta el período del sistema depósito-fluido y se reduce el pico de la respuesta (para la misma excitación) debido al aumento del amortiguamiento total. Para una flexibilidad del suelo dada, el aumento del período fundamental es mayor para depósitos altos esbeltos, porque la contribución de la componente de balanceo es mayor para estas estructuras que para los depósitos bajos y anchos. Sin embargo, la reducción del pico de la respuesta es en general menos significativa para depósitos altos, ya que el amortiguamiento asociado al giro es menor que el asociado a la traslación horizontal.

Aunque el método indicado en la referencia [15] podría implementarse informáticamente de manera sencilla, son deseables procedimientos más simples a efectos de proyecto. Uno de estos métodos, propuesto ya para edificios hace varios años (véase la referencia [13]), consiste en modificar (incrementar) el período fundamental y el amortiguamiento de la estructura, considerada apoyada sobre suelo rígido y sometida al movimiento en campo libre.

Este procedimiento se ha extendido a depósitos (véanse las referencias [15] y [16]) y más específicamente, a las componentes (rígida y flexible) de la repuesta impulsiva. Se considera que los períodos y presiones de la respuesta convectiva no se ven afectados por la interacción suelo-estructura.

El estudio reciente contenido en la referencia [15] confirma la buena aproximación que puede obtenerse utilizando un oscilador simple equivalente cuyos parámetros se ajustan para que sean iguales a la frecuencia y respuesta máxima del sistema actual.

Las propiedades del oscilador equivalente se dan en forma gráfica en la referencia [15], en función de la relación H/R para valores fijos de los otros parámetros: espesor relativo s/R , amortiguamiento inicial, etc. Estos gráficos pueden usarse de modo eficaz con las condiciones antes mencionadas.

Alternativamente, pueden utilizarse los métodos menos aproximados de las referencias [2] y [10], que se resumen a continuación.

Dado que los efectos hidrodinámicos considerados en los capítulos A.2 a A.5, y específicamente las contribuciones de presión impulsiva rígida e impulsiva flexible, son matemáticamente equivalentes a un sistema de un grado de libertad, y están mutuamente desacoplados, el método opera simplemente cambiando los factores de frecuencia y amortiguamiento para cada contribución.

En particular, para las componentes de la presión impulsiva rígida, cuya variación con el tiempo se relaciona con las aceleraciones horizontal, $A_g(t)$, y vertical, $A_v(t)$, en campo libre, la inclusión de los efectos de interacción suelo-estructura implica sustituir las historias temporales anteriores por las funciones de respuesta en aceleraciones con un grado de libertad de un oscilador simple con los siguientes valores del período propio y el factor de amortiguamiento.

Períodos naturales modificados

- “depósito rígido”, efecto impulsivo horizontal

$$T_i^* = 2\pi \left(\frac{m_i + m_o}{k_x \alpha_x} + \frac{m_i h_i'^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right)^{1/2} \quad (\text{A.51})$$

- “depósito deformable”, efecto impulsivo horizontal

$$T_f^* = T_f \left(1 + \frac{k_f}{k_x \alpha_x} + \left[1 + \frac{k_x h_f^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right] \right) \quad (\text{A.52})$$

– “depósito rígido”, vertical

$$T_{vr}^* = 2\pi \left(\frac{m_{tot}}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (A.53)$$

– “depósito deformable”, vertical

$$T_{vd}^* = T_{vd} \left(1 + \frac{k_1}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (A.54)$$

donde

m_i h_i' = masa y altura de la componente impulsiva;

m_o = masa de la cimentación;

k_f = rigidez asociada al “depósito deformable” = $4\pi^2 \frac{m_f}{T_f^2}$;

m_{tot} = masa total del depósito lleno, incluyendo la cimentación;

k_1 = $4\pi^2 \frac{m_1}{T_{vd}^2}$, con m_1 = masa del líquido contenido;

donde

k_x, k_θ, k_v = rigidez horizontal, de giro y vertical de la cimentación, respectivamente;

$\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ = factores dependientes de la frecuencia para la conversión de las rigideces estáticas en las correspondientes rigideces dinámicas.

Factores de amortiguamiento modificados

La expresión general de la razón de amortiguamiento efectivo del sistema depósito-cimentación es:

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^* / T)^3} \quad (A.55)$$

donde

ξ_s = amortiguamiento geométrico en el suelo;

ξ_m = amortiguamiento material en el depósito.

Tanto ξ_s como ξ_m dependen del modo específico de oscilación.

En particular, para ξ_s se tiene:

- para el modo horizontal impulsivo (“depósito rígido”):

$$\xi_s = 2\pi^2 \frac{a}{T_i^*} \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_i'^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.56})$$

- para el modo horizontal impulsivo (“depósito deformable”):

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_f}{k_x T_f^{*2}} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_f^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.57})$$

- para el modo vertical de oscilación (“depósito rígido”):

$$\xi_s = 2\pi^2 \frac{a}{T_{vr}^*} \frac{\beta_v}{\alpha_v} \quad (\text{A.58})$$

donde

a = función adimensional de la frecuencia = $\frac{2 \pi R}{V_s T}$ (V_s = velocidad de las ondas de corte del suelo);

$\beta_x, \beta_v, \beta_\theta$ = factores dependientes de la frecuencia para el amortiguamiento geométrico (de radiación) del movimiento horizontal, vertical y de giro, respectivamente.

En la referencia [4], se pueden encontrar expresiones para calcular los factores $\alpha_x, \alpha_v, \alpha_\theta$ y $\beta_x, \beta_v, \beta_\theta$.

A.8 Depósitos no anclados

Por motivos económicos los depósitos se construyen frecuentemente sin anclar las paredes a la cimentación. En el caso de un sismo, si el momento de vuelco debido a las fuerzas hidrodinámicas es mayor que el estabilizador, se produce un levantamiento del depósito. En este caso es difícil evitar las deformaciones plásticas en la estructura, al menos en la base de apoyo. No obstante, con un diseño adecuado, pueden evitarse escapes de líquido.

El mecanismo de despegue de la base del depósito es obviamente complejo y muy sensible a los valores de determinados parámetros, tanto desde el punto de vista de la respuesta del depósito como del análisis tensional posterior.

En la mayoría de los casos se desprecian los efectos del levantamiento, y el correspondiente movimiento de giro, sobre la magnitud y la distribución de las presiones, y se usan las presiones calculadas para un depósito sin anclaje. Generalmente este método se considera conservador, debido al hecho de que el balanceo añade flexibilidad al sistema depósito-fluido, y por tanto desplaza el período hacia una zona de menor amplificación. Este método es el aceptado en la referencia [5].

El único método de diseño aproximado propuesto hasta ahora que tiene en cuenta la naturaleza dinámica del problema es el presentado en la referencia [3], y puede utilizarse si se considera apropiado. A efectos del presente anexo se indica una reseña conceptual del método descrito en la referencia [3].

- Se supone que las componentes de presión impulsiva rígida y de chapoteo no se ven afectadas por el movimiento de giro.

- La componente impulsiva flexible se trata mediante expresiones análogas a las ecuaciones (A.18) a (A.28), pero utilizando sólo la primera forma modal, que incluye, adicionalmente a la deformación de la lámina, el levantamiento de la base. Se obtienen valores modificados de la masa m_f y la altura h_f en función de H/R . Evidentemente estos valores modificados dependen de la magnitud del levantamiento, pero la dependencia es numéricamente tan débil que pueden utilizarse valores medios.
- En lo que respecta a la respuesta dinámica, el objetivo es encontrar el periodo fundamental del sistema formado por el subsistema depósito deformable-fluido, conectado al terreno por medio de muelles verticales caracterizados por una relación no lineal fuerza-levantamiento.
- La no linealidad de los muelles de la base se trata mediante un método “lineal equivalente”, suponiendo su rigidez media para una deformación vertical variable entre cero y el valor máximo alcanzado en la respuesta. Se han obtenido en forma gráfica valores del período fundamental del sistema total, T_f , en base a múltiples análisis de depósitos de acero típicos de la industria petrolera mediante el método de elementos finitos. El valor de T_f adopta la forma:

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}} F\left(\frac{d_{\text{máx.}}}{R}, \frac{H}{R}\right) \quad (\text{A.59})$$

donde $d_{\text{máx.}}$ es el desplazamiento máximo al nivel h_f , donde se localiza la masa m_f , y $F(\cdot)$ es una función empírica de los dos parámetros adimensionales indicados.

El método opera iterativamente como sigue:

- comenzando con el valor del momento de vuelco para base fija, se obtiene un valor de $d_{\text{máx.}}$ mediante un gráfico adimensional preparado para distintos valores de H/R ;
- utilizando este valor, se calcula el período del sistema mediante la ecuación (A.59), y, usando el espectro de respuesta adecuado, se obtiene la componente impulsiva flexible de la respuesta;
- combinando esta respuesta con la respuesta impulsiva rígida y la respuesta de chapoteo, se obtiene un nuevo valor del momento total de vuelco, y así sucesivamente hasta alcanzar la convergencia.

La limitación en el uso del método descrito es que los gráficos de proyecto disponibles hacen referencia a valores específicos de parámetros importantes, tales como, por ejemplo, el espesor relativo de la pared de la lámina, la rigidez del suelo, el tipo de cimentación, etc., que, como es sabido, influyen significativamente sobre la respuesta del depósito.

Una vez que se conocen las presiones hidrodinámicas, tanto si se considera el levantamiento como si no, el siguiente paso, es calcular las tensiones en las regiones críticas del depósito. Esto es un problema de análisis estructural, en el que el proyectista debe tener una cierta libertad para seleccionar el nivel de sofisticación del método a utilizar, con la condición de que los métodos menos aproximados deben estar claramente del lado de la seguridad.

Para depósitos con levantamiento, un modelo preciso requiere necesariamente un método de elementos finitos de características no lineales, algo que está aun muy alejado de la práctica común.

En el otro extremo se sitúan los métodos más simplificados, desarrollados hace tiempo y que no requieren el uso del ordenador, los cuales están aún en vigor en las actuales especificaciones de proyecto, como por ejemplo en la referencia [10].

Se ha demostrado, mediante experimentación y análisis más refinados, que estos métodos no son conservadores y, frecuentemente, son inadecuados para tener en cuenta todas las variables que intervienen en el problema.

Han aparecido recientemente en la literatura métodos de cálculo simplificados pero exhaustivos (véanse las referencias [7] y [9]) que están reemplazando gradualmente a los actuales.

El principal efecto del levantamiento es que aumenta la tensión vertical de compresión en la lámina, lo que es crítico para los distintos tipos de fallos relacionados con el pandeo de la estructura. En el extremo opuesto a la pared donde la compresión es máxima, se generan tensiones de compresión en la lámina por efecto arco, debido al efecto de membrana en la base de apoyo del depósito.

No obstante, estas últimas tensiones, actuando en combinación con las demás componentes de la tensión, no son críticas para la estabilidad del depósito. Finalmente, se acepta una cierta deformación a flexión en la placa de la base y es conveniente comprobar el valor de la tensión máxima a tracción.

Tensión axial de compresión debida al levantamiento

El aumento por efecto del levantamiento de la tensión vertical (N_v) con respecto a la tensión en el caso con anclaje (N_a) puede estimarse mediante la figura A.10, tomada de la referencia [12]. La relación N_v/N_a se muestra en la figura A.10 como función del momento de vuelco adimensional $M/W H$ (W = peso total del líquido).

Se comprueba que para depósitos esbeltos el aumento es muy significativo. Los valores indicados por la figura A.10 deberían estar del lado de la seguridad, puesto que se han calculado (mediante el análisis estático por elementos finitos) considerando que el suelo subyacente es bastante rígido (coeficiente de Winkler $k = 4\,000\text{ N/cm}^3$), lo que constituye una situación desfavorable para el efecto considerado.

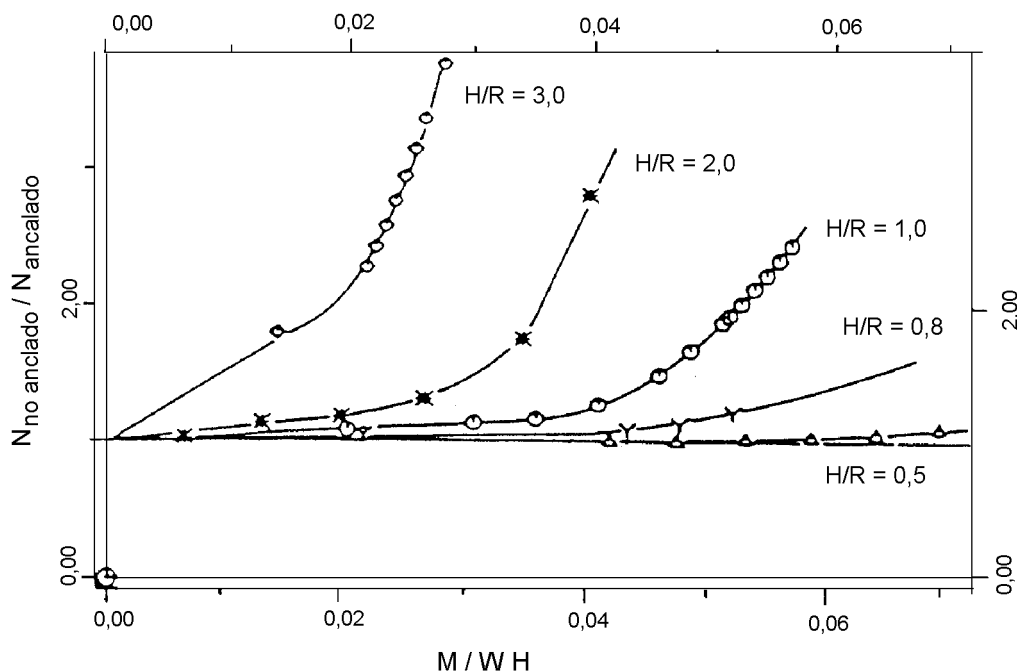


Fig. A.10 – Relación entre la máxima fuerza de compresión axial en la membrana para depósitos sin/con anclaje y el momento de vuelco (según la referencia [12])

Levantamiento de la lámina y longitud de la base levantada

La magnitud del levantamiento, w , se ha obtenido en la referencia [12], a partir de un estudio paramétrico con modelos de elementos finitos realizado sobre una serie de depósitos de geometría habitual, y se muestra en la figura A.11 en función del momento de vuelco $M/W H$, para distintos valores de la relación H/R . Para estimar las tensiones radiales en la placa, es necesaria también la longitud L de la parte levantada del fondo del depósito. Los resultados obtenidos en el estudio paramétrico mencionado anteriormente se muestran en la figura A.12. La relación entre L y el levantamiento w es cuasi-lineal, siendo los valores de L (para un valor dado de w) mayores para depósitos de gran base y poca altura que para depósitos esbeltos.

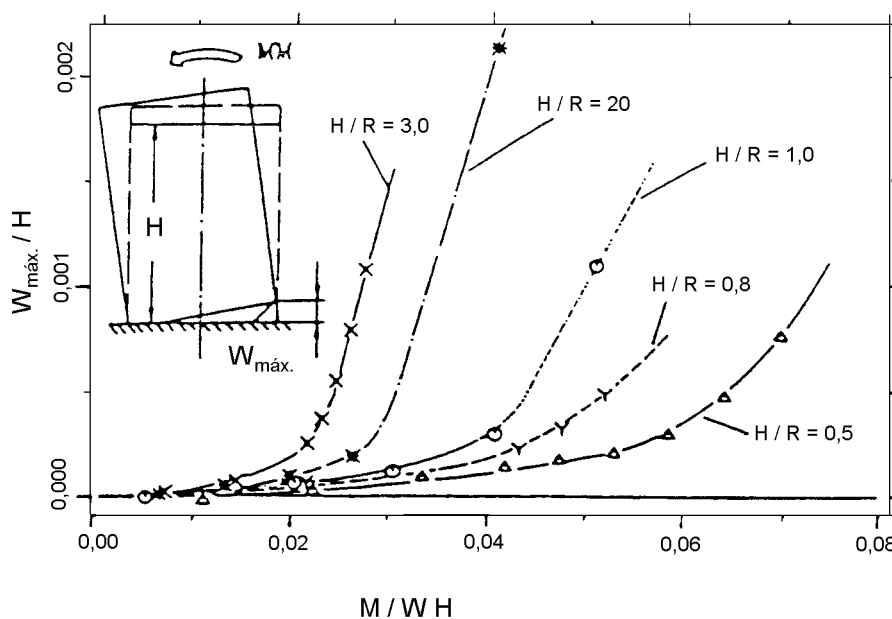


Fig. A.11 – Levantamiento máximo frente al momento de vuelco $M/W H$ (según la referencia [12])

Tensiones radiales de membrana en la placa de base

En la referencia [1] se ha obtenido una estimación de la tensión de membrana σ_{rb} en la placa de apoyo del depósito que viene dada por:

$$\sigma_{rb} = \frac{1}{t} \left(\frac{2}{3} E (1 - \nu^2) t p^2 R^2 (1 - \mu)^2 \right)^{1/3} \quad (\text{A.60})$$

donde

t = espesor de la placa;

p = presión hidrostática en la base;

$u = (R/L)/R$, donde L = longitud de la parte levantada de la placa.

Giro plástico en la placa de base

Se recomienda diseñar el anillo de fondo con un espesor menor que el de las paredes, para evitar la plastificación por flexión en la base de las paredes del depósito.

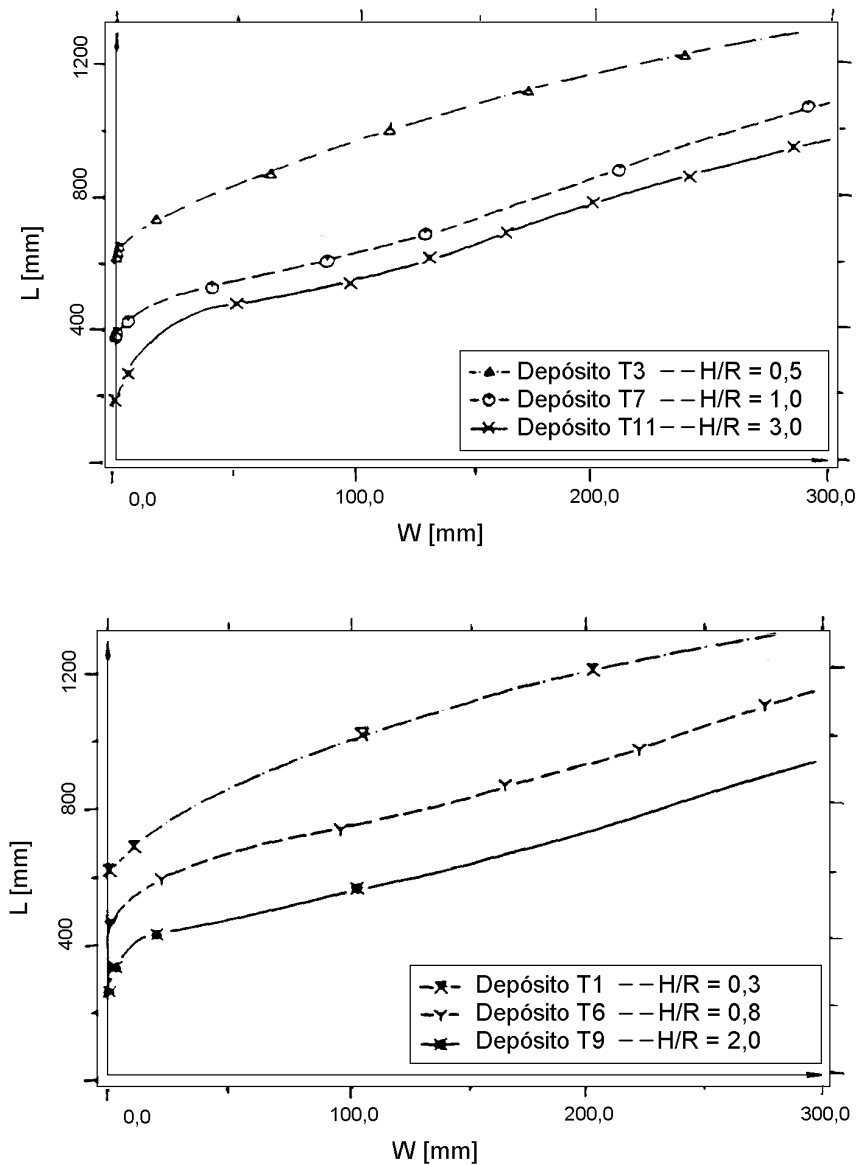


Fig. A.12 – Longitud de la parte levantada en función del levantamiento (según la referencia [12])

La rotación de la rótula plástica en la base del depósito debe ser compatible con la ductilidad a flexión disponible.

Suponiendo una deformación máxima admisible en el acero de 0,05 y una longitud de la rótula plástica igual a $2t$, el giro máximo admisible es:

$$\theta = \left(\frac{0,05}{t/2} \right) 2t = 0,20 \text{ radianes} \quad (\text{A.61})$$

De la figura A.13 se deduce que el giro asociado a un levantamiento w y una separación L en la base es:

$$\theta = \left(\frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad (\text{A.62})$$

que debe ser menor que 0,20 radianes.

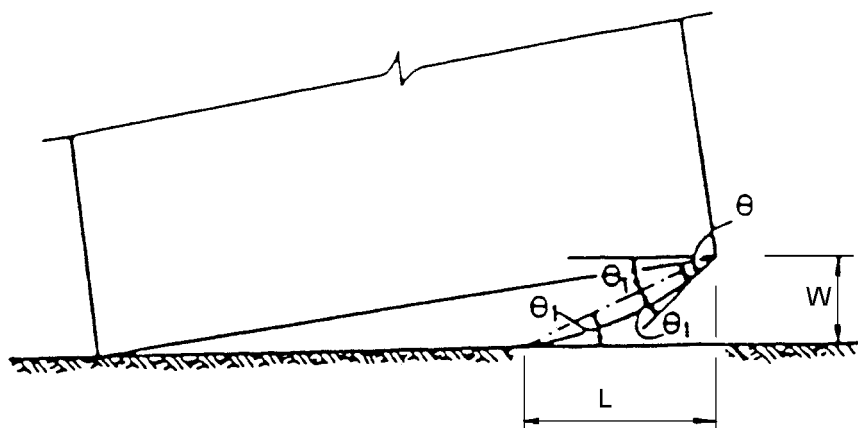


Fig. A.13 – Giro plástico de la placa de base de un depósito con levantamiento (según la referencia [10])

A.9 Comprobación de la estabilidad de depósitos de acero

Las comprobaciones de estabilidad deben realizarse respecto a dos posibles modos de fallo.

a) Pandeo elástico

Se ha observado que esta forma de pandeo ocurre en aquellas partes de la lámina cuyo espesor se reduce en relación al de la base, y la presión interna (que tiene un efecto estabilizador) también se reduce en relación al valor máximo que alcanza en la base del depósito. Esta comprobación debe llevarse a cabo considerando que la componente vertical de la excitación sísmica no contribuye a la presión interna.

Designando σ_m como el máximo valor de la tensión vertical de membrana, debe satisfacerse la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad (\text{A.63})$$

donde

$$\sigma_{c1} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R} \quad (\text{A.64})$$

(tensión crítica teórica de pandeo para cilindros cargados en compresión axial)

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1} \quad (\text{A.65})$$

$$\bar{p} = \frac{p R}{s \sigma_{c1}} < 5 \quad (\text{A.66})$$

$$\sigma_o = f_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \quad \text{Si} \quad \lambda^2 = \frac{f_y}{\bar{\sigma} \sigma_{c1}} \leq 2 \quad (\text{A.67a})$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \sigma_{c1} \quad \text{Si} \quad \lambda^2 \geq 2 \quad (\text{A.67b})$$

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (\text{A.68})$$

$\left(\frac{\delta}{s} \right)$ = relación entre la amplitud de la imperfección máxima y el espesor del depósito, que puede estimarse como (referencia [10]):

$$\left(\frac{\delta}{s} \right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (\text{A.69})$$

con

$a = 1$ para construcción normal;

$a = 1,5$ para construcción de calidad;

$a = 2,5$ para construcción de alta calidad.

En la ecuación (A.65) el segundo término de la expresión entre corchetes tiene en cuenta el efecto favorable de la presión interna, mientras que el tercer término (que es un factor del anterior) considera la reducción de la tensión crítica debida a las imperfecciones.

b) *Colapso elástico-plástico*

Esta forma de pandeo se produce normalmente en la zona próxima a la base del depósito, debido a la combinación de tensiones de compresión, tracciones circunferenciales y esfuerzos cortantes altos, que inducen un estado tensional inelástico biaxial: este modo de fallo se conoce como “pata de elefante”.

La ecuación empírica desarrollada en la referencia [11] para comprobar esta forma de inestabilidad es:

$$\sigma_m = \sigma_{c1} \left[1 - \left(\frac{pR}{s f_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[\frac{r + f_y / 250}{r + 1} \right] \quad (\text{A.70})$$

donde $r = \frac{R/s}{400}$ y f_y se expresa en MPa .

REFERENCIAS

- [1] Cambra F.J. (1982) – Earthquake Response Considerations of Broad Liquid Storage Tanks, Report EERC 82/25.
- [2] Fischer, F.D. and Rammerstorfer, F.G. (1982) – The Stability of Liquid-Filled Cylindrical Shells under Dynamic Loading. Buckling of Shells. E. Ramm (Ed.). Proc. of the State-of-the-Art Colloquium, Springer, Berlin, pp. 569-597.
- [3] Fischer, F.D.; Rammerstorfer, F.G. and Scharf, K. (1991) – Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks under Three-dimensional Earthquake Excitation. Structural Dynamics Recent Advances, Schneller, G.L. (ED). Springer Verlag.
- [4] Gazetas, G. (1983) – Analysis of Machine Foundation Vibrations: State-of-the-Art. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 2., n.1.
- [5] Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems. ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering. 1987.
- [6] Kim, J.K., Koh, H.M. and Kwack, I. J. (1996) – Dynamic Response of Rectangular Flexible Fluid Containers. Journal of Engineering Mechanics, Vol. 122, n. 9, September, pp. 807-817.
- [7] Malhotra, P.K. (1995) – Base Uplifting Analysis of Flexibly Supported Liquid-Storage Tanks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 24, pp. 1591-1607.
- [8] Malhotra, P.K. (1997) – Seismic Analysis of Liquid-Storage Steel Tanks. Structural Engineering International.
- [9] Peek, R. Jennings, P.C. (1988) – Simplified Analysis of Unanchored Tanks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, pp. 1073-1085.
- [10] Priestley, M.J.N. (Ed.) (1986) – Seismic Design of Storage Tanks. Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. December.
- [11] Rotter, J.M., Seide, P. (1987) – On the Design of Unstiffened Shells Subjected to an Axial Load and Internal Pressure. Prof. of ECCS Colloquium on Stability of Plate and Shell Structures, Ghent University, pp. 539-548.
- [12] Scharf, K. (1989) – Contribution to the Behaviour of Earthquake Excited Above-ground Liquid Storage Tanks. Doctoral Thesis. Institute of Light Weight Structures. Tech. Univ. of Vienna.
- [13] Veletsos, A. S. (1997) – Dynamics of Structure – Foundation Systems. Structural and Geotechnical Mechanics. Ed. W.J. Hall, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, pp. 333-361.
- [14] Veletsos, A.S. and Yu Tang (1987) – Rocking Response of Liquid Storage Tanks. Journal of Engineering Mechanics ASCE, Vol. 113, n. 11, November, pp. 1774-1792.
- [15] Veletsos, A.S. and Yu Tang (1990) – Soil-Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 19, pp. 473-496.
- [16] Veletsos, A.S., Yu Tang, and H.T. Tang (1992) – Dynamic Response of Flexibly Supported Liquid Storage Tanks. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, n. 1, January, pp. 264-283.

ANEXO B (Informativo)**TUBERÍAS ENTERRADAS****B.1 Consideraciones generales de diseño**

- (1) Como regla general, las tuberías deberían apoyarse en suelos que permanezcan estables bajo las acciones sísmicas de proyecto. Cuando no pueda satisfacerse esta condición, debe analizarse explícitamente la naturaleza y repercusiones de los fenómenos adversos, y tomar las medidas adecuadas.
- (2) Conviene analizar dos casos extremos: licuefacción del suelo y movimiento de fallas, dado que requieren soluciones de proyecto específicas.
- (3) La licuefacción del suelo, siempre que se ha producido, ha causado daños considerables a las tuberías en zonas sísmicas.
- (4) Dependiendo de las circunstancias, la solución puede consistir en aumentar la profundidad de enterramiento, disponiendo las tuberías en conductos rígidos más amplios, o en tender la tubería aérea, por encima del suelo, sobre apoyos bastante distanciados en pilares bien cimentados. En este último caso deberían considerarse juntas flexibles para permitir desplazamientos relativos entre apoyos.
- (5) El diseño para movimientos de fallas requiere estimar o suponer un cierto número de parámetros que incluyen la localización, el tamaño del área afectada, el tipo de falla y el desplazamiento de la falla. Con estos parámetros, la manera más simple de modelizar el fenómeno es considerar el desplazamiento rígido entre las masas de suelo que intersectan la falla.
- (6) El criterio general para minimizar el efecto del desplazamiento sísmico es dotar al sistema sometido a dicho desplazamiento de la máxima flexibilidad posible.
- (7) En el caso considerado esto puede llevarse a cabo:
 - disminuyendo la profundidad de enterramiento para reducir el confinamiento lateral del suelo;
 - colocando la tubería en una zanja ancha, rellena con material blando;
 - disponiendo la tubería por encima del suelo, e introduciendo elementos flexibles y extensibles.

B.2 Acciones sísmicas en tuberías enterradas

- (1) El movimiento sísmico que se propaga por debajo de la superficie del terreno consiste en una mezcla de ondas de volumen (de compresión y corte) y de superficie (Rayleigh, Love, etc.), cuya composición actual depende de forma significativa de la profundidad focal y de la distancia entre el foco y el emplazamiento.
- (2) Los distintos tipos de ondas tienen diferentes velocidades de propagación y diferentes movimientos de las partículas (es decir, paralelo a la dirección de propagación de las ondas, ortogonal a ésta, elíptico, etc.). Aunque los estudios geofísicos y sismológicos pueden proporcionar algunos conocimientos, en general no son capaces de predecir la pauta actual de las ondas, por lo que hay que hacer hipótesis conservadoras.
- (3) Una hipótesis que se hace frecuentemente es considerar que el frente de ondas consta de un solo tipo de ondas, el que sea más desfavorable para un determinado efecto sobre la tubería.

- (4) En este caso el tren de ondas puede construirse fácilmente en base al contenido frecuencial del espectro de respuesta característico del emplazamiento, asignando a cada componente de la frecuencia un valor estimado de la velocidad de propagación.
- (5) Los razonamientos teóricos y cierto número de simulaciones numéricas indican que las fuerzas de inercia debidas a la interacción entre el suelo y la tubería son mucho menores que las fuerzas inducidas por la deformación del suelo: este hecho permite reducir el problema de interacción suelo-tubería a un problema estático, es decir, un problema en el que la tubería se deforma al ser sometida a una onda de desplazamiento, sin considerar efectos dinámicos.
- (6) Por tanto, las fuerzas sobre la tubería pueden obtenerse mediante un análisis dinámico directo en el dominio temporal, donde el tiempo es un parámetro cuya función es desplazar la onda a lo largo o a través de la estructura, la cual se conecta al suelo a través de muelles radiales y longitudinales.
- (7) Se suele utilizar un método mucho más simple, cuya precisión es comparable al procedimiento anterior (más riguroso), y que proporciona un límite superior estimado de las deformaciones en la tubería, dado que supone que ésta es suficientemente flexible para acompañar sin deslizamiento ni interacción la deformación del suelo.
- (8) De acuerdo con este método, debido a Newmark²⁾, el movimiento del suelo se representa por una sola onda sinusoidal:

$$u(x, t) = d \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (B.1)$$

donde d es la amplitud del desplazamiento total y c es la velocidad aparente de la onda.

- (9) El movimiento de las partículas se supone a su vez en la dirección de propagación (ondas de compresión) y normal a ésta (ondas de corte) y, por simplicidad y para considerar el caso más desfavorable, se asume que el eje de la tubería coincide con la dirección de propagación.
- (10) El movimiento longitudinal de las partículas produce deformaciones en el suelo y en la tubería dadas por la expresión:

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\omega d}{c} \cos \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (B.2)$$

cuyo valor máximo es:

$$\varepsilon_{\text{máx.}} = \frac{v}{c} \quad (B.3)$$

donde $v = \omega d$ la velocidad máxima del suelo.

- (11) El movimiento transversal de las partículas produce una curvatura χ en el terreno y en la tubería dada por la expresión:

$$\chi = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -\frac{\omega^2 d}{c^2} \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (B.4)$$

cuyo valor máximo es:

$$\chi_{\text{máx.}} = \frac{a}{c^2} \quad (B.5)$$

donde $a = \omega^2 d$ la aceleración máxima del suelo.

2) Newmark, N. M. 1967, Problems in Wave Propagation In Soil and Rock, Proc. Intl. Symp. On Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Univ. of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, 7-26.

- (12) Si las direcciones del eje de la tubería y de propagación de las ondas no coinciden, se producen, en los dos tipos de ondas, deformaciones longitudinales y curvaturas, que son función del ángulo θ formado por las dos direcciones anteriores. Las deformaciones longitudinales vienen dadas entonces por la expresión:

$$\epsilon(\vartheta) = \frac{v}{c} \cdot f_1(\vartheta) + \frac{a}{c^2} f_2(\vartheta) \cdot R \quad (\text{B.6})$$

donde R es el diámetro del tubo. Dado que el segundo término es en general pequeño comparado con el primero, el valor máximo de la suma ocurre cuando el primer término alcanza su valor máximo, es decir, cuando su valor es v/c .

- (13) Para que pueda satisfacerse la condición de contacto perfecto entre tubería y suelo, la fuerza de fricción disponible por unidad de longitud debe equilibrar la variación de la fuerza longitudinal, de donde resulta:

$$\tau_{av} = s E \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.7})$$

donde E y s son el módulo de elasticidad y el espesor de la tubería, respectivamente, y τ_{av} es la tensión cortante media entre la tubería y el suelo, que depende del coeficiente de fricción entre ambos materiales y la profundidad de enterramiento.

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