

ANEJO 4.

Proyecto de estructuras sismorresistentes

Silos, depósitos y tuberías

1 Generalidades

1.1 Campo de aplicación

(1) El campo de aplicación de la Norma Sismorresistente se define en el apartado **1.1.1** del Anejo 1, y el de este Anejo en este apartado. En el apartado **1.1.3** del Anejo 1 se indican las otras partes de la Norma Sismorresistente.

(2) En este Anejo se especifican los principios y las reglas de aplicación para el proyecto sísmico de los aspectos estructurales de instalaciones compuestas por sistemas de tuberías superficiales o enterradas, por depósitos de almacenamiento de diferentes tipos y usos, así como también por elementos independientes, tales como por ejemplo depósitos elevados de agua que tengan un propósito específico o grupos de silos que contengan materiales granulares, etc.

(3) Este Anejo incluye las reglas y los criterios complementarios necesarios para el proyecto sísmico de estas estructuras, sin restricciones por razón de tamaño, tipo estructural ni otras características funcionales. También proporciona métodos detallados de evaluación y reglas de comprobación para el diseño sismorresistente de algunos tipos de depósitos y silos.

(4) Las disposiciones de este Anejo pueden no ser suficientes para el caso de instalaciones que supongan un alto riesgo para la población o para el medio ambiente, las cuales podrían requerir satisfacer exigencias complementarias específicas. Este Anejo resulta igualmente insuficiente para el caso de obras de construcción que tengan elementos estructurales no habituales que, para asegurar la protección sísmica, requieran medidas y estudios especiales. Para estos dos casos en este Anejo se proporcionan principios generales, pero no reglas de aplicación detalladas.

(5) Aunque las tuberías de gran diámetro están dentro del campo de aplicación de este Anejo, los criterios de cálculo correspondientes no son de aplicación para otras instalaciones aparentemente similares, tales como túneles y grandes excavaciones subterráneas.

(6) Las instalaciones cubiertas por este Anejo se caracterizan a menudo por su naturaleza de infraestructuras esenciales, por lo que requieren conceptos, modelos y métodos que pueden diferir sustancialmente de aquellos de uso corriente para estructuras más comunes. Además, la respuesta y la estabilidad de los silos y de los depósitos sometidos a acciones sísmicas fuertes pueden implicar fenómenos de interacción bastante complejos entre el suelo-estructura y el material almacenado (sea fluido o granular), no fácilmente reducibles a métodos de cálculo simplificados. Un reto similar puede ser el calcular un sistema de tuberías que atraviese áreas con suelos pobres y posiblemente inestables. Por las razones expuestas, la organización de este Anejo es, en cierto modo, distinta de la de otras partes de la Norma Sismorresistente. Este Anejo se limita, en general, a principios básicos y enfoques metodológicos.

NOTA En los apéndices A y B se tratan métodos de análisis detallados para ciertas situaciones típicas que van más allá de los principios básicos y enfoques metodológicos. Estos apéndices no tienen carácter reglamentario.

(7) En la formulación y la aplicación de los requisitos generales se ha hecho una distinción entre estructuras independientes y sistemas redundantes, por medio de la elección de factores de importancia y/o mediante la definición de criterios específicos de comprobación.

(8) Si se dota a las tuberías superficiales de protección sísmica mediante dispositivos de aislamiento sísmico entre las tuberías y sus apoyos (especialmente en los pilotes), entonces se aplica el Anejo 2, según proceda. Para el cálculo de depósitos, silos o instalaciones individuales o componentes de sistemas de tuberías con aislamiento sísmico son de aplicación las disposiciones pertinentes del Anejo 1.

1.2 Normas para referencia y consulta

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.2** del Anejo 1.

1.3 Hipótesis

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.3** del Anejo 1.

1.4 Unidades del sistema internacional (S.I.)

(1) Se aplica lo especificado en el apartado **1.4** del Anejo 1.

1.5 Términos y definiciones

1.5.1 Generalidades

(1) A los efectos de este Anejo se aplican las siguientes definiciones.

1.5.2 Términos comunes

(1) Se aplican los términos y las definiciones indicados en el apartado **1.4** del Anejo 18 del Código Estructural.

1.5.3 Otros términos utilizados en esta Norma Sismorresistente

(1) A los efectos de este Anejo, se aplican los términos indicados en el apartado **1.5.2** del Anejo 1.

1.5.4 Otros términos utilizados en este Anejo

Estructura independiente:

Estructura en cuyo comportamiento estructural y funcional durante y después de un sismo no influye el de otras estructuras, y cuyas consecuencias de fallo están sólo relacionadas con sus exigencias funcionales.

Superficie equivalente:

En un silo, plano horizontal que delimita el mismo volumen de sólido almacenado que la superficie real.

1.6 Símbolos

(1) A los efectos de este Anejo, son de aplicación los siguientes símbolos:

A_{Ed}	valor de cálculo de la acción sísmica ($= \gamma A_{Ek}$)
A_{Ek}	valor característico de la acción sísmica para el periodo de retorno de referencia
b	dimensión horizontal de un silo paralela a la componente horizontal de la acción sísmica
d_c	diámetro interior de un silo circular
d_g	desplazamiento de cálculo del suelo, según el punto (1) del apartado 3.2.2.4 del Anejo 1, utilizado en la expresión (4.1)
g	aceleración de la gravedad
h_b	altura total del silo, medida desde un fondo plano o la salida de una tolva hasta la superficie equivalente del contenido almacenado
q	coeficiente de comportamiento
r	radio del silo circular, del compartimento del silo, del depósito o de la tubería
r_s^*	cantidad geométrica definida para los silos por medio de la expresión (3.5) como $r_s^* = \min (H, Br_s/2)$
t	espesor
x	distancia vertical entre un punto situado sobre una pared del silo y el fondo plano del silo o el vértice de una tolva cónica o piramidal
x	distancia entre el punto de anclaje de la tubería y el punto de unión con el depósito
z	coordenada vertical descendente en un silo, medida desde la superficie equivalente del contenido almacenado
$\alpha(z)$	relación entre la respuesta en aceleración del silo a la altura de interés, z , y la aceleración de la gravedad
β	ángulo de inclinación de la pared de la tolva de un silo, medido con la vertical, o el ángulo de inclinación de mayor pendiente con la vertical de la pared de una tolva piramidal
γ	peso específico aparente del material granular de un silo, véase el punto (2) del apartado 3.1
γ	factor de importancia
γ_p	factor de amplificación para las fuerzas transmitidas por las tuberías a la zona de anclaje en la pared de un depósito, para la zona que ha de calcularse para que permanezca elástica, véase el punto (3) del apartado 4.5.1.3
Δ	valor mínimo del desplazamiento relativo impuesto entre el primer punto de anclaje de la tubería y el depósito, dado por la expresión (4.1)
$\Delta_{ph,s}$	presión normal adicional sobre la pared del silo debida a la respuesta del sólido granular a la componente horizontal de la acción sísmica
$\Delta_{ph,so}$	presión de referencia en las paredes del silo dada en el punto (8) del apartado 3.3, expresión (3.6)
θ	ángulo ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) entre el radio que pasa por el punto de interés de la pared de un silo circular y la dirección de la componente horizontal de la acción sísmica
λ	factor de corrección del cortante en la base, obtenido por el método de análisis de la fuerza lateral del punto (1) del apartado 4.3.3.2.2 del Anejo 1

ν	factor de reducción de los efectos de la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños
ξ	cociente de amortiguamiento viscoso (en porcentaje)
$\psi_{2,i}$	coeficiente de combinación para el valor cuasipermanente de una acción variable i
$\psi_{E,i}$	coeficiente de combinación para una acción variable i , utilizado para determinar los efectos de la acción sísmica de cálculo.

2 Principios generales y reglas de aplicación

2.1 Requisitos de seguridad

2.1.1 Generalidades

(1) Este Anejo trata estructuras que pueden presentar grandes diferencias en aspectos básicos tales como:

- la naturaleza y la cantidad del contenido y su peligro potencial asociado;
- las exigencias funcionales durante y después de un terremoto;
- las condiciones medioambientales.

(2) Dependiendo de las combinaciones específicas de las características indicadas, serán apropiadas diferentes formulaciones de los requisitos generales. En aras de la coherencia con el marco general del Código Estructural, se mantiene el principio de los estados límite, con una definición convenientemente adaptada.

2.1.2 Estado límite último

(1) El estado límite último para el que se debe comprobar un sistema se define como aquel que corresponde al fallo estructural. En algunas circunstancias es posible que, después de un número aceptable de reparaciones, un sistema recupere parcialmente la capacidad operacional que había perdido al excederse el estado límite último.

NOTA 1 Dichas circunstancias son aquellas definidas por la autoridad competente o [en su defecto](#), la propiedad.

(2) Para los elementos particulares de una red, así como para estructuras independientes cuyo colapso completo tendría graves consecuencias, el estado límite último se define como el estado previo al colapso estructural que, a pesar de su gravedad, evitaría roturas frágiles y permitiría la descarga controlada de su contenido. Cuando el fallo de los elementos antes mencionados no conlleve consecuencias graves, el estado límite último se puede definir como el estado correspondiente al colapso total de la estructura.

(3) La acción sísmica de cálculo para la cual no se puede exceder el estado límite último se debe establecer basándose en las consecuencias directas e indirectas del fallo estructural.

(4) La acción sísmica de cálculo, A_{Ed} , se debe expresar en función de:

a) la acción sísmica de referencia, A_{Ek} , asociada a una probabilidad de excedencia de referencia,

P_{NCR} , del 10% en 50 años o a un periodo de retorno de referencia, $T_{\text{NCR}} = 475$ años; y

b) el factor de importancia γ , al objeto de tener en cuenta los diferentes grados de fiabilidad (véase el Anejo 18 del Código Estructural).

$$A_{\text{Ed}} = \gamma A_{\text{Ek}} \quad (2.1)$$

NOTA Véanse el apartado 2.1 y el punto (3) del apartado 3.2.1 del Anejo 1.

(5) La capacidad de los sistemas estructurales de resistir en el rango no-lineal las acciones sísmicas correspondientes al estado límite último, permite generalmente que se calculen para resistir fuerzas sísmicas menores que las correspondientes a una respuesta elástica lineal.

(6) Para evitar un análisis inelástico explícito en el cálculo, la capacidad de los sistemas estructurales para disipar energía, principalmente por el comportamiento dúctil de sus elementos y/u otros mecanismos, se puede tener en cuenta realizando un análisis elástico-lineal basado en un espectro de respuesta reducido con respecto al elástico, llamado “espectro de cálculo”. Esta reducción se lleva a cabo introduciendo un coeficiente de comportamiento q , que es una aproximación de la relación entre las fuerzas sísmicas que experimentaría la estructura si su respuesta fuera completamente elástica con un amortiguamiento viscoso del 5%, y las fuerzas sísmicas que se pueden incluir en el cálculo con un modelo de análisis convencional elástico-lineal, asegurando todavía un funcionamiento satisfactorio del sistema estructural en el estado límite último.

(7) En los capítulos pertinentes de este Anejo se dan, para los distintos tipos de construcciones incluidas en su ámbito de aplicación, los valores del coeficiente de comportamiento q , que también tienen en cuenta la influencia de un amortiguamiento viscoso diferente del 5%.

2.1.3 Estado de limitación de daños

(1) Dependiendo de las características y de la finalidad de la estructura considerada, puede ser necesario que se satisfaga un estado de limitación de daños que reúna uno o los dos niveles de comportamiento siguientes:

- ‘integridad’;
- ‘nivel de funcionamiento mínimo’.

(2) A fin de satisfacer el requisito de “integridad”, el sistema considerado, incluyendo un conjunto determinado de elementos accesorios integrados en él, debe permanecer completamente en servicio y estanco bajo la acción sísmica correspondiente.

(3) Para satisfacer el requisito de “nivel de funcionamiento mínimo”, se debe limitar el alcance y la cantidad de los daños en el sistema considerado, incluyendo algunos de sus componentes, de manera que, después de que se hayan realizado los trabajos de comprobación y control de daños, la capacidad del sistema se pueda restaurar hasta un nivel de operación predefinido.

(4) La acción sísmica para la cual no se puede superar este estado límite debe tener una probabilidad anual de excedencia cuyo valor se establece basándose en lo siguiente:

- las consecuencias de la pérdida de funcionamiento y /o de la fuga del contenido, y

- las pérdidas debidas a la reducción de la capacidad del sistema y a las reparaciones necesarias.

(5) La acción sísmica para la cual no se puede superar el estado de “limitación de daños” debe tener una probabilidad de excedencia, P_{DLR} , del 10% en 10 años o un periodo de retorno, $T_{DLR} = 95$ años. Para obtener la acción sísmica para la comprobación del estado de limitación de daños, y a falta de datos más precisos, se puede utilizar el factor de reducción aplicado a la acción sísmica de cálculo de acuerdo con el punto **(3)** del apartado **2.2**.

2.1.4 Grados de fiabilidad

(1) El nivel de protección de las redes de tuberías y de las estructuras independientes, ya sean depósitos o silos, debe ser proporcional al número de personas expuestas al riesgo y a las pérdidas económicas que implica el no alcanzarse su funcionamiento esperado.

(2) Los grados de fiabilidad se deben lograr ajustando apropiadamente los valores de la probabilidad anual de excedencia de la acción sísmica de cálculo.

(3) Este ajuste se deberá llevar a cabo clasificando las estructuras en diferentes clases de importancia y aplicando a la acción sísmica de referencia un factor de importancia γ , según se define en el punto **(4)** del apartado **2.1.2** de este Anejo y en el punto **(3)** del apartado **2.1** del Anejo 1, cuyo valor depende de la clase de importancia. Los valores específicos del factor γ , necesarios para modificar la acción sísmica de modo que corresponda a un sismo con un periodo de retorno elegido, dependen en rigor de la peligrosidad de cada zona; no obstante, a los efectos de esta Norma Sismorresistente, dichos factores γ adoptan un valor constante para cada clase de importancia. El valor del factor de importancia $\gamma = 1,0$ está asociado a la acción sísmica con el periodo de retorno de referencia indicado en el punto **(4)** del apartado **2.1.2**.

NOTA Para la dependencia del valor de γ véanse, en el Anejo 1, la nota del punto **(4)** del apartado **2.1** y el punto **(3)** del apartado **3.2.1**.

(4) Para las estructuras dentro del campo de aplicación de este Anejo es apropiado considerar cuatro clases de importancia diferentes, dependiendo del riesgo potencial de pérdida de vidas humanas debido al fallo de una estructura en particular y dependiendo de las consecuencias económicas y sociales de un fallo. Dentro de cada clase de importancia se puede hacer otra clasificación, dependiendo del uso y del contenido de la instalación y de sus implicaciones para la seguridad pública.

NOTA Las clases de importancia I, II y III/IV se corresponden aproximadamente con las clases de consecuencias CC1, CC2, y CC3, respectivamente, definidas en el apéndice B del Anejo 18 del Código Estructural.

(5) La clase I corresponde a las situaciones en las que el riesgo para las vidas humanas es bajo y las consecuencias económicas y sociales en caso de fallo son pequeñas o despreciables.

(6) La clase II corresponde a situaciones con un riesgo medio para las vidas humanas y con consecuencias económicas y sociales locales en caso de fallo.

(7) La clase III corresponde a situaciones con un riesgo alto para la vida y con consecuencias económicas y sociales importantes en caso de fallo.

(8) La clase IV corresponde a situaciones con un riesgo excepcional para las vidas humanas y con consecuencias económicas y sociales extremas en caso de fallo.

NOTA Los valores de γ pueden ser distintos para las diferentes zonas sísmicas, dependiendo de las condiciones de

peligrosidad sísmica (véase la nota del punto **(4)** del apartado **2.1** del Anejo 1) y de las consideraciones de seguridad pública detalladas en el apartado **2.1.4**. No obstante, a los efectos de esta Norma Sismorresistente, los factores γ_I adoptan un valor constante para cada clase de importancia. El valor de γ_I para la clase de importancia II es, por definición, igual a 1,0.

El valor γ_I para las distintas clases de importancia es:

- Clase de importancia I: $\gamma_I = 0,8$
- Clase de importancia II: $\gamma_I = 1$
- Clase de importancia III: $\gamma_I = 1,3$
- Clase de importancia IV: $\gamma_I = 1,6$

(9) Un sistema de tuberías que atraviese un área geográfica extensa se encontrará normalmente con una amplia variedad de condiciones de peligrosidad sísmica y de suelos. Además, a lo largo de un sistema de tuberías puede haber subsistemas, que pueden ser tanto instalaciones anexas (cisternas, depósitos de almacenamiento, etc.) como instalaciones de las tuberías (válvulas, bombas, etc.). En estas circunstancias, los tramos críticos de la tubería (por ejemplo, las partes menos redundantes del sistema) y los componentes críticos (bombas, compresores, equipos de control, etc.) se deben dimensionar para asegurar una mayor fiabilidad en relación con los sismos. Los otros componentes, que son menos esenciales y que pueden soportar un cierto nivel aceptable de daños, no necesitan ser dimensionados con criterios tan severos.

2.1.5 Fiabilidad de elementos frente a fiabilidad del sistema

(1) Los requisitos de fiabilidad especificados en el apartado **2.1.4** se deben aplicar al sistema completo considerado, esté constituido por un elemento único o bien por un grupo de elementos conectados de diferentes maneras a fin de realizar las funciones requeridas.

(2) Aunque está fuera del alcance de este anejo la aproximación formal al análisis de la fiabilidad de un sistema, el proyectista deberá considerar de forma explícita el papel que desempeñan los distintos elementos para asegurar el funcionamiento continuo del sistema, especialmente cuando no sea redundante. En el caso de sistemas muy complejos el cálculo deberá basarse en análisis de sensibilidad.

(3) Los elementos de la red, o de una estructura de la red, que sean críticos para el fallo del sistema, deben disponer de un margen de protección adicional, proporcional a las consecuencias del fallo. Cuando no haya experiencia previa, estos elementos críticos se deben estudiar experimentalmente a fin de comprobar si las hipótesis de cálculo son aceptables.

(4) Si no se lleva a cabo un análisis más riguroso, el margen de protección adicional para los elementos críticos se puede obtener asignándoles una clase de fiabilidad (expresada en términos de clase de importancia) un nivel superior al apropiado para el sistema en conjunto. También se pueden utilizar las reglas de cálculo por capacidad para el cálculo de los elementos críticos de una estructura de la red, teniendo en cuenta la resistencia real de los elementos no considerados como críticos.

2.1.6 Proyecto conceptual

(1) Incluso cuando se especifique que la respuesta sísmica global es elástica, los elementos estructurales se deben calcular y detallar constructivamente para una cierta ductilidad local y realizarse con materiales dúctiles.

(2) Para la mitigación de los efectos sísmicos, en el proyecto de una red o de una estructura independiente se deben tener en cuenta los aspectos generales siguientes:

- redundancia funcional de los sistemas;
- ausencia de interacción entre los componentes mecánicos y eléctricos y los elementos estructurales;
- fácil acceso para la inspección, el mantenimiento y la reparación de daños;
- control de calidad de los componentes.

(3) Con el fin de evitar la propagación de daños en los sistemas funcionalmente redundantes debida a la interdependencia estructural de los componentes, se deberán aislar funcionalmente las partes correspondientes.

(4) En el caso de instalaciones importantes que sean vulnerables a terremotos, y para las que la reparación de los daños sea difícil o requiera mucho tiempo, se deberá contar con piezas o premontajes de repuesto.

2.2 Acción sísmica

(1) La acción sísmica a utilizar en el cálculo de silos, depósitos y tuberías debe ser la definida en el apartado 3.2 del Anejo 1 en las diferentes formas equivalentes de espectros de respuesta elástica, dependiendo del emplazamiento (apartado 3.2.2 del Anejo 1), y de una representación en función del tiempo (apartado 3.2.3.1 del Anejo 1). En el capítulo 6 se incluyen disposiciones complementarias relativas a la variación espacial del movimiento del terreno para tuberías enterradas.

(2) En el punto (4) del apartado 2.1.2 se especifica la acción sísmica para la cual se debe comprobar el estado límite último. Si la determinación de los efectos de la acción sísmica se basa en un análisis elástico lineal con un coeficiente de comportamiento q mayor que 1, de acuerdo con el punto (2) del apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, entonces se debe utilizar el espectro de cálculo para análisis elástico conforme al citado apartado 3.2.2.5 (véase también el punto (6) del apartado 2.1.2 en este Anejo).

(3) Se puede aplicar un factor de reducción ν a la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado límite último para tener en cuenta el menor periodo de retorno de la acción sísmica asociada con el estado de limitación de daños, como se menciona en el punto (1) del apartado 2.1 del Anejo 1. El valor del factor de reducción ν puede depender también de la clase de importancia de la estructura. Su uso supone implícitamente que el espectro de respuesta elástica de la acción sísmica bajo la cual se deberá comprobar el estado de limitación de daños tiene la misma forma que el espectro de respuesta elástica de la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado límite último según el punto (1) del apartado 2.1 y el punto (3) del apartado 3.2.1 del Anejo 1 (véase el punto (2) de los apartados 3.2.2.1 y 4.4.3.2 del Anejo 1).

NOTA Los valores recomendados para ν son: $\nu = 0,5$ para las clases de importancia I y II y $\nu = 0,4$ para las clases de importancia III y IV. Se pueden obtener otros valores a partir de estudios especiales de zonificación.

2.3 Análisis

2.3.1 Métodos de análisis

(1) Para las estructuras dentro del campo de aplicación de este Anejo, los efectos de las acciones sísmicas se deberán determinar basándose en un comportamiento lineal de las estructuras y de los suelos próximos.

(2) Para obtener los efectos de las acciones sísmicas se pueden emplear métodos de análisis no lineales, especialmente en los casos particulares en los que, por la naturaleza del problema, se deba tener en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura o de los suelos de alrededor, o bien en los casos en los que la solución elástica resulte económicamente inviable.

(3) El análisis para evaluar los efectos de la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños debe ser elástico-lineal, utilizando los espectros elásticos definidos en los apartados **3.2.2.2** y **3.2.2.3** del Anejo 1, multiplicados por el factor de reducción v indicado en el punto **(3)** del apartado **2.2**. Se deberá tener en cuenta para el amortiguamiento viscoso de los espectros elásticos el valor medio ponderado de los amortiguamientos de los diferentes materiales/elementos, de acuerdo con el apartado **2.3.5** y con el punto **(3)** del apartado **3.2.2.2** del Anejo 1.

(4) Para evaluar los efectos de la acción sísmica correspondiente al estado límite último se puede aplicar el análisis elástico-lineal, de acuerdo con el punto **(6)** del apartado **2.1.2** y el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1, empleando los espectros de cálculo que se especifican en el apartado **3.2.2.5** del Anejo 1 para un índice de amortiguamiento del 5%. Se utiliza el coeficiente de comportamiento q que tiene en cuenta la capacidad de la estructura para disipar energía, principalmente por medio del comportamiento dúctil de sus elementos y/u otros mecanismos, así como la influencia de un amortiguamiento viscoso distinto del 5% (véase también el punto **(6)** del apartado **2.1.2**).

(5) Salvo indicación contraria para los tipos particulares de estructuras en las partes correspondientes de este Anejo, los tipos de análisis que se pueden aplicar son los que se indican en el apartado **4.3.3** del Anejo 1, a saber:

- a) el método de análisis (elástico-lineal) “de la fuerza lateral” (véase el apartado **4.3.3.2** del Anejo 1);
- b) el método de análisis (elástico-lineal) “modal mediante espectros de respuesta” (véase el apartado **4.3.3.3** del Anejo 1);
- c) el análisis estático no lineal (del empuje incremental) (véase el apartado **4.3.3.4.2** del Anejo 1);
- d) el análisis (dinámico) no lineal en el dominio del tiempo (véase el apartado **4.3.3.4.3** del Anejo 1).

(6) Los puntos **(1)**, **(2)**, **(6)**, **(7)** y **(9)** del apartado **4.3.1**, y los puntos **(5)** y **(6)** del apartado **4.3.3.1** del Anejo 1 se deben aplicar para el modelado y el análisis de los distintos tipos de estructuras cubiertos por este Anejo.

(7) El análisis elástico-lineal “de la fuerza lateral” se deberá realizar de acuerdo con el punto **(1)** del apartado **4.3.3.2.1**, con los puntos **(1)** y **(2)** del apartado **4.3.3.2.2** (con $\lambda = 1,0$) y con el punto **(2)** del apartado **4.3.3.2.3** del Anejo 1. Este método es apropiado para estructuras que respondan a cada una de las componentes de la acción sísmica aproximadamente como un sistema de un solo grado de libertad: depósitos elevados y rígidos (es decir de hormigón) o silos sobre apoyos relativamente flexibles y casi sin masa.

(8) El análisis “modal mediante espectros de respuesta” se deberá realizar de acuerdo con los puntos **(2)**, **(3)** y **(4)** del apartado **4.3.3.3.1** y con el apartado **4.3.3.3.2** del Anejo 1. Este método es apropiado para estructuras cuya respuesta se vea significativamente afectada por las contribuciones de modos distintos de los de un sistema con un solo grado de libertad en cada dirección principal.

(9) El análisis no-lineal, sea estático (por empujes incrementales) o dinámico (en el dominio del tiempo), deberá satisfacer el apartado **4.3.3.4.1** del Anejo 1.

(10) El análisis estático no-lineal (por empujes incrementales) se deberá realizar de acuerdo con el punto **(1)** del apartado **4.3.3.4.2.2** y los apartados **4.3.3.4.2.3** y **4.3.3.4.2.6** del Anejo 1.

(11) El análisis dinámico no lineal (en el dominio del tiempo) deberá satisfacer el apartado **4.3.3.4.3** del Anejo 1.

(12) Para el análisis de depósitos, silos e instalaciones aisladas o de los elementos de los sistemas de tuberías con aislamiento en su base, son de aplicación las disposiciones correspondientes del Anejo 1.

(13) Para el análisis de tuberías superficiales que posean dispositivos de aislamiento sísmico entre ellas y sus apoyos, son de aplicación las disposiciones correspondientes del Anejo 2.

2.3.2 Interacción con el suelo

(1) Los efectos de la interacción suelo-estructura se deben tratar de acuerdo con el capítulo 6 del Anejo 5.

NOTA Tanto en el apéndice A como en el apéndice C del Anejo 6, se ofrece información complementaria sobre métodos para considerar la interacción suelo-estructura.

2.3.3 Amortiguamiento

2.3.3.1 Amortiguamiento de la estructura

(1) Si los valores del amortiguamiento no se obtienen a partir de datos específicos, se deberán utilizar los siguientes valores del índice de amortiguamiento para el análisis lineal:

- a) estado de limitación de daños: los valores especificados en el punto **(1)** del apartado **4.1.3** del Anejo 2;
- b) estado límite último: $\xi = 5\%$.

2.3.3.2 Amortiguamiento del contenido

(1) Como índice de amortiguamiento del agua y de otros líquidos se puede adoptar el valor $\xi = 0,5\%$, a no ser que se determine otro diferente.

NOTA En el apéndice A se hace referencia a información complementaria relativa a los coeficientes de amortiguamiento de los líquidos.

(2) Para los materiales granulares se deberá utilizar un valor apropiado del índice de amortiguamiento. A falta de información más específica se puede adoptar el valor $\xi = 10\%$.

2.3.3.3 Amortiguamiento de la cimentación

(1) El amortiguamiento de los materiales varía con la naturaleza del suelo y con la intensidad de la sacudida. Cuando no se disponga de indicaciones más precisas, se deberán utilizar los valores dados en la tabla 4.1 del Anejo 5.

(2) El amortiguamiento por radiación depende de la dirección del movimiento (traslación horizontal, traslación vertical, oscilación, etc.), de la geometría de la cimentación y de la estratificación del suelo y su morfología. Los valores adoptados en el análisis deben ser compatibles con las condiciones reales del emplazamiento y se deben justificar mediante referencias a resultados teóricos y/o experimentales reconocidos. Los valores del amortiguamiento por radiación empleados en el análisis no deben exceder un valor máximo, $\xi_{\max.} = 30\%$.

NOTA En el Anejo 6 se dan directrices para la elección y el uso de los valores de amortiguamiento asociados con los distintos movimientos de la cimentación.

2.3.3.4 Amortiguamiento ponderado

(1) El amortiguamiento medio global del sistema en su conjunto deberá tener en cuenta las contribuciones de los distintos materiales/elementos al amortiguamiento.

NOTA En la nota del punto (1) del apartado 4.1.3 del Anejo 2 y en el apéndice B del Anejo 6, se exponen métodos para tener en cuenta la contribución de los distintos materiales/elementos al amortiguamiento medio global del sistema.

2.4 Coeficientes de comportamiento

(1) El coeficiente de comportamiento q para el estado de limitación de daños debe ser igual a 1,0.

NOTA Para las estructuras cubiertas por este Anejo no es de esperar una disipación significativa de energía en el estado de limitación de daños.

(2) En las comprobaciones del estado límite último sólo se permite el uso de coeficientes q mayores de 1,5, a condición de que se identifiquen y se cuantifiquen explícitamente las fuentes de disipación de energía y de que se demuestre la capacidad de la estructura de sacar partido de ellas por medio de los detalles constructivos apropiados.

(3) Si la protección sísmica se obtiene mediante aislamiento sísmico, el valor del coeficiente de comportamiento para el estado límite último no debe ser mayor de $q = 1,5$, a excepción de lo establecido en el punto (4).

(4) Si la protección sísmica se obtiene mediante aislamiento sísmico, se debe tomar para q un valor igual a 1 para los casos siguientes:

- a) Para el cálculo de la subestructura (es decir, de los elementos situados por debajo del plano de aislamiento).
- b) Para la parte de la respuesta de la superestructura de los depósitos debida a la contribución convectiva de la respuesta del líquido (ola convectiva).
- c) Para el cálculo de los aisladores.

2.5 Comprobaciones de seguridad

2.5.1 Generalidades

(1) Las comprobaciones de seguridad se deben llevar a cabo para los estados límite definidos en el apartado 2.1, siguiendo las disposiciones específicas indicadas en los apartados 3.5, 4.5, 5.6 y 6.5.

(2) Si se aumenta el espesor de las chapas para tener en cuenta los efectos de su futura corrosión, las comprobaciones se deberán hacer tanto con el espesor no aumentado como con el aumentado. El análisis se puede basar en un solo valor del espesor de las chapas.

2.5.2 Combinaciones de la acción sísmica con otras acciones

(1) El valor de cálculo E_d de los efectos de las acciones en la situación sísmica de cálculo se debe determinar de acuerdo con el apartado 6.4.3.4 del Anejo 18 del Código Estructural. Además, los efectos inerciales de la acción sísmica de cálculo se deben evaluar de acuerdo con el punto (2) del apartado 3.2.4 del Anejo 1.

(2) En depósitos enterrados total o parcialmente, las cargas permanentes incluyen, además del peso de la estructura, el peso de la tierra de recubrimiento y las posibles presiones externas permanentes debidas al agua subterránea.

(3) Los coeficientes de combinación $\psi_{2,i}$ (para el valor cuasipermanente de la acción variable i) deben ser los dados en la reglamentación específica vigente, o, en su defecto, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados. Los coeficientes de combinación ψ_{Ei} , introducidos en el punto (2) del apartado 3.2.4 del Anejo 1 para el cálculo de los efectos de las acciones sísmicas, se deben tomar iguales a $\psi_{2,i}$ multiplicados por un factor ϕ , cuyo valor es $\phi = 1$, cuando los silos, depósitos o tuberías están llenos, y $\phi = 0$, cuando están vacíos.

(4) Los efectos del contenido se deben tener en cuenta en las cargas variables para dos niveles de llenado: vacío o lleno. En silos multicelulares o depósitos compartimentados se deben considerar las distintas distribuciones probables de celdas llenas y vacías, de acuerdo con las normas de funcionamiento de la instalación. Como mínimo se deben considerar las situaciones de cálculo en las que todas las celdas estén vacías o llenas. En la situación sísmica de cálculo sólo se deben considerar las cargas de llenado simétrico de los silos o de las celdas de los silos.

3 Principios específicos y reglas de aplicación para silos

3.1 Introducción

(1) Se ha hecho una distinción entre:

- Los silos apoyados directamente sobre el terreno o sobre la cimentación, y
- Los silos elevados, apoyados sobre un forro de chapa inferior (faldón) extendido hasta el suelo o bien sobre una serie de pilares, arriostrados o no.

El efecto principal de la acción sísmica en silos apoyados sobre el terreno son las tensiones inducidas en la lámina de la pared debidas a la respuesta del contenido del silo (véanse el punto (3) y los puntos (5) al (12) del apartado 3.3 para las presiones adicionales normales sobre las láminas de la pared). Lo más importante en el cálculo sísmico de los silos elevados es la estructura de apoyo, su ductilidad y la

capacidad de disipación de energía (véanse los puntos **(4)** y **(5)** del apartado **3.4**).

(2) La determinación de las características del material granular almacenado en el silo, incluyendo su peso específico, γ , debe realizarse con base en ensayos, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

NOTA Alternativamente, para los materiales almacenados relacionados en la tabla E.1 del Anexo E de la Norma UNE-EN 1991-4, pueden adoptarse los valores de dicha tabla, considerando las definiciones de las superficies de pared dadas en la tabla 4.1 de dicha norma. En particular, para γ se adoptará el valor característico superior del peso específico γ_u especificado en la tabla E.1 mencionada.

(3) Bajo condiciones sísmicas, la presión ejercida por el material granular sobre las paredes, la tolva y el fondo puede superar el valor correspondiente a la condición sin acción sísmica. A efectos de cálculo, se considera que esta presión incrementada se debe sólo a las fuerzas de inercia que actúan sobre el material almacenado debidas a la acción sísmica (véase el punto **(5)** del apartado **3.3**).

(4) La superficie equivalente del contenido almacenado considerada en el cálculo debe ser, en la situación sísmica de cálculo, compatible con el valor de los coeficientes de combinación ψ_{Ei} utilizados en el cálculo de los efectos de las acciones sísmicas de acuerdo con el punto **(3)** del apartado **2.5.2**.

3.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

(1) En los silos axisimétricos, o partes de ellos, se puede considerar una única componente horizontal de la acción sísmica actuando junto con la componente vertical. En todos los demás casos, los silos se deben calcular para la acción simultánea de las dos componentes horizontales y de la componente vertical de la acción sísmica.

(2) Cuando se evalúe la respuesta estructural para cada componente de la acción sísmica por separado, se puede aplicar el punto **(4)** del apartado **4.3.3.5.2** del Anejo 1 para determinar el efecto más desfavorable resultante de la aplicación de las componentes simultáneas.

(3) Si se aplican las expresiones (4.20), (4.21), (4.22) del punto **(4)** del apartado **4.3.3.5.2** del Anejo 1 para calcular los efectos de la acción de las componentes simultáneas, el signo del efecto de la acción debido a cada una de las componentes se debe tomar como el más desfavorable para el efecto de la acción particular considerado.

(4) Si el análisis se efectúa para las tres componentes de la acción sísmica simultáneamente, utilizando un modelo espacial de la estructura, para las comprobaciones estructurales se deben utilizar los valores máximos de la respuesta global para la acción combinada de las componentes horizontales y verticales obtenidas del análisis.

3.3 Análisis de silos

(1) El análisis de los silos deberá estar de acuerdo con los apartados **2.3** y **3.3**.

(2) El modelo a utilizar para determinar los efectos de la acción sísmica debe reproducir con precisión la rigidez, la masa y las propiedades geométricas de la estructura contenedora. Debe tener en cuenta igualmente la respuesta del material granular contenido y los efectos de cualquier interacción con el suelo de cimentación. El modelado y el análisis de los silos de acero deben estar de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(3) Salvo que se dé una justificación adecuada para realizar un cálculo no lineal, un silo se debe calcular considerando un comportamiento elástico de su lámina y de su estructura de apoyo, en caso de haberla.

(4) Salvo que se realicen evaluaciones más precisas, la respuesta sísmica global y los efectos de la acción sísmica en la estructura de apoyo se pueden calcular suponiendo que los granos contenidos se mueven junto con la lámina del silo, modelándolos con su masa efectiva concentrada en su centro de gravedad y con su inercia rotacional respecto a él. Salvo que se haga una evaluación más precisa, se puede considerar que el contenido del silo tiene una masa efectiva igual al 80% de su masa total.

(5) Salvo que en el análisis se tengan en cuenta de forma explícita y precisa las propiedades mecánicas y la respuesta dinámica del material granular (por ejemplo usando elementos finitos para modelar las propiedades mecánicas y la respuesta dinámica del sólido granular), el efecto sobre la lámina de la respuesta del material granular a la componente horizontal de la acción sísmica se puede representar por medio de una presión normal adicional sobre la pared, $\Delta_{ph,s}$ (positiva para compresión) especificada en los puntos (6) a (10), con las condiciones (11) y (12). Esta presión adicional se deberá aplicar sólo sobre la parte de la pared que está en contacto con el contenido almacenado, es decir, hasta la superficie equivalente del contenido almacenado, para la situación sísmica de cálculo (véase el punto (4) del apartado 3.1).

(6) En silos (o compartimentos de silos) circulares la presión normal adicional ejercida sobre la pared se puede tomar como:

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \cos \theta \quad (3.1)$$

donde

$\Delta_{ph,so}$ es la presión de referencia, véase el punto (8);

θ es el ángulo ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) entre el radio que pasa por el punto de interés de la pared y la dirección de la componente horizontal de la acción sísmica.

(7) En silos (o compartimentos de silos) rectangulares la presión normal adicional ejercida sobre la pared por una componente horizontal de la acción sísmica paralela o normal a las paredes del silo se puede tomar como:

Sobre la pared normal a la componente horizontal de la acción sísmica situada en la posición más alejada según el sentido de llegada de esta:

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \quad (3.2)$$

Sobre la pared normal a la componente horizontal de la acción sísmica situada en la posición más próxima según el sentido de llegada de esta:

$$\Delta_{ph,s} = -\Delta_{ph,so} \quad (3.3)$$

Sobre las paredes paralelas a la componente horizontal de la acción sísmica:

$$\Delta_{ph,s} = 0 \quad (3.4)$$

(8) En puntos de la pared del silo situados a una distancia vertical x del fondo plano o del vértice de una tolva cónica o piramidal, se puede considerar la presión de referencia $\Delta_{ph,so}$ como:

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z) \gamma \min(r_s^*, 3x) \quad (3.5)$$

donde

$\alpha(z)$ es el cociente entre la respuesta de aceleración del silo a una distancia vertical z de la superficie equivalente del contenido almacenado y la aceleración de la gravedad;

γ es el peso específico aparente del material granular para la situación sísmica de cálculo (véase el punto **(1)** del apartado 3.1) y

r_s^* se define como:

$$r_s^* = \min(h_b, d_c/2) \quad (3.6)$$

donde

h_b es la altura total del silo, medida entre un fondo plano o la salida de la tolva y la superficie equivalente del contenido almacenado, y

d_c es la dimensión interior del silo paralela a la componente horizontal de la acción sísmica (en los silos o compartimentos circulares es el diámetro interior, d_c , y en los rectangulares es la dimensión horizontal interior b paralela a la componente horizontal de la acción sísmica).

(9) La expresión (3.6) se aplica a las paredes verticales del silo. Dentro de la altura de la tolva se puede considerar como presión de referencia $\Delta_{ph,so}$:

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z) \gamma \min(r_s^*, 3x) / \cos \beta \quad (3.7)$$

donde

β es el ángulo de inclinación de la pared de la tolva, medido con la vertical, o bien el ángulo de la línea con mayor pendiente con la vertical de la pared de una tolva piramidal.

(10) Si sólo se dispone del valor de la respuesta en aceleración en el centro de gravedad del material granular (véanse, por ejemplo, el punto **(4)** y el punto **(7)** del apartado 2.3.1), en la expresión (3.7) se puede utilizar como $\alpha(z)$ el correspondiente cociente entre la respuesta en aceleración y la aceleración de la gravedad.

(11) La suma de la presión estática del material granular sobre la pared del silo y del efecto de la acción sísmica, $\Delta_{ph,s}$, no debe ser menor de cero en ningún punto de la pared del silo.

(12) Si en algún punto de la pared del silo la suma de

- $\Delta_{ph,s}$ dada en los puntos **(6)** a **(10)** y las expresiones (3.1) a (3.3); y
- la presión estática del material granular sobre la pared.

es negativa (lo que implica una succión neta sobre la pared), entonces no se pueden aplicar ni el punto **(6)** ni el **(7)**. En este caso, se deberán redistribuir las presiones normales adicionales sobre la pared, $\Delta_{ph,s}$, para asegurar que, al sumarles la presión estática del material granular sobre dicha pared, el resultado no sea negativo en ningún punto, conservándose sobre el mismo plano horizontal la misma fuerza resultante que los valores de $\Delta_{ph,s}$ dados en los puntos **(6)** o **(7)**.

3.4 Coeficientes de comportamiento

(1) Los silos sin aislamiento en la base se deben calcular de acuerdo con uno de los siguientes conceptos (véanse los apartados 5.2.1, 6.1.2 y 7.1.2 del Anejo 1):

- a) comportamiento estructural poco disipativo;
- b) comportamiento estructural disipativo.

(2) Para el concepto a), los efectos de la acción sísmica se pueden calcular basándose en un análisis elástico global, sin tener en cuenta un comportamiento no lineal significativo del material. Cuando se utilice el espectro de cálculo definido en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, el coeficiente de comportamiento q puede adoptar un valor máximo de 1,5. El cálculo de acuerdo con el concepto a) se denomina cálculo para clase de ductilidad Baja (DCL, ductility class Low). Para la clase de ductilidad baja (DCL), la selección de materiales, la evaluación de la resistencia y los detalles constructivos de los elementos y uniones deberán realizarse tal como se especifica en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1.

(3) Los silos apoyados directamente sobre el terreno o sobre la cimentación se deberán calcular de acuerdo con el concepto a) y con el punto **(2)**.

(4) El concepto b) se puede aplicar a los silos elevados. De acuerdo con este concepto, se tiene en cuenta la capacidad de las partes de la estructura de apoyo para resistir acciones sísmicas más allá de su rango elástico (sus zonas de disipación). Las estructuras de apoyo calculadas con este concepto deberán pertenecer, dependiendo de su material estructural, a la clase de ductilidad Media (DCM) o Alta (DCH), definidas y descritas en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1. Deberán cumplir los requisitos allí especificados relativos al tipo estructural, a los materiales y al dimensionamiento y detalles constructivos de las partes o uniones para la ductilidad. Cuando se utilice el espectro de cálculo para el análisis elástico lineal definido en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, se puede tomar un coeficiente de comportamiento q mayor de 1,5. El valor de q depende de la clase de ductilidad elegida (DCM o DCH).

(5) Dada la escasa redundancia, las grandes fuerzas axiales debidas al peso del contenido del silo y la ausencia de elementos no estructurales que contribuyan a la resistencia sísmica y a la disipación de la energía, la capacidad de disipar la energía de los tipos estructurales usados normalmente para sostener los silos elevados es, en general, menor que la de un tipo de estructura similar cuando se emplea en edificios. Por tanto, para silos elevados concebidos según el concepto b), los límites superiores de los valores de los coeficientes q se definen en función de los coeficientes q especificados en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1, para la clase de ductilidad elegida (DCM o DCH), del siguiente modo:

- Para silos apoyados sobre un forro de chapa inferior (faldón), se pueden utilizar los límites superiores de los valores del coeficiente q definidos para las estructuras de péndulo invertido en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1, siempre y cuando el faldón se diseñe y detalle para asegurar un comportamiento disipativo. Si el faldón no cuenta con detalles estructurales para tener un comportamiento disipativo, se deberá calcular de acuerdo con el concepto a) y con el punto (2).
- Para silos sostenidos por entramados resistentes a momento o por entramados arriostrados, y para silos de hormigón hormigonados in situ soportados por muros de hormigón continuos hasta la cimentación, los límites superiores de los coeficientes q son los definidos en los capítulos 5 a 7 del Anejo 1 para el sistema estructural correspondiente, multiplicados por un factor igual a 0,7 para tener en cuenta la irregularidad en alzado.

3.5 Comprobaciones

3.5.1 Estado de limitación de daños

(1) Para la situación sísmica de cálculo correspondiente al estado de limitación de daños, se debe revisar que la estructura del silo satisfaga las oportunas comprobaciones del estado límite de servicio exigidas en el Código Estructural y en la reglamentación específica vigente (o, en su defecto, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados).

NOTA Para los silos de acero se considera que está asegurada la fiabilidad adecuada en relación con la aparición de fenómenos de pandeo elástico o inelástico en la situación sísmica de cálculo correspondiente al estado de limitación de daños si se satisfacen las comprobaciones correspondientes a estos fenómenos para el estado límite último en la situación sísmica de cálculo.

3.5.2 Estado límite último

3.5.2.1 Estabilidad global

(1) En la situación sísmica de cálculo no se deben producir vuelcos ni fallos en la capacidad portante del suelo. La resistencia a cortante en la superficie de contacto entre la base de la estructura y la cimentación se debe evaluar teniendo en cuenta los efectos de la componente vertical de la acción sísmica. Es admisible un cierto grado de deslizamiento, siempre que se demuestre que se han tenido en cuenta en los cálculos y en las comprobaciones las implicaciones que tendría un deslizamiento para las uniones entre las partes de la estructura y entre la estructura y las tuberías (véase también el punto (7) del apartado 5.4.1.1 del Anejo 5).

(2) Para que sea admisible el levantamiento de los silos del suelo, éste debe tenerse en cuenta en el cálculo y en las posteriores comprobaciones de la estructura, de las tuberías y de la cimentación (por ejemplo, al evaluar la estabilidad global).

3.5.2.2 Lámina

(1) Los efectos máximos de la acción (fuerzas de membrana y momentos flectores, circunferenciales o meridionales, y esfuerzos cortantes en las membranas) producidos para la situación sísmica de cálculo deben ser menores o iguales que la resistencia de la lámina de la pared evaluada para las situaciones de cálculo persistente o transitorio. Esto incluye todos los tipos de modos de fallo:

(a) Para láminas de acero:

- cedencia (colapso plástico),
- pandeo por cortante, o
- pandeo por compresión vertical y tracción transversal simultánea (tipo de fallo “pie de elefante”), etc.

(b) Para láminas de hormigón:

- el estado límite último a flexión con fuerza axial,
- el estado límite último a cortante para cortante en el plano o radial, etc.

(2) El cálculo de las resistencias y las comprobaciones se deben llevar a cabo de acuerdo con los Anejos 19, 22 y 25 del Código Estructural y, teniendo en cuenta que estas estructuras quedan fuera del ámbito de aplicación del Código Estructural, adicionalmente, con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

3.5.2.3 Anclajes

(1) En general los sistemas de anclaje se deben calcular para permanecer elásticos en la situación sísmica de cálculo. Sin embargo, también se deben dotar de una ductilidad suficiente para evitar fallos frágiles. La unión de los elementos de anclaje con la estructura y con su cimentación debe tener un factor de sobrerresistencia no inferior a 1,25 con respecto a la resistencia de los elementos de anclaje.

(2) Si el sistema de anclaje forma parte de los mecanismos de disipación, se deberá comprobar que posee la capacidad de ductilidad necesaria.

3.5.2.4 Cimentaciones

(1) La cimentación se debe comprobar de acuerdo con el apartado 5.4 del Anejo 5 y con la reglamentación específica vigente o, en defecto de ésta última, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

(2) Los efectos de la acción sísmica para la comprobación de la cimentación y de los elementos de cimentación se deben obtener de acuerdo con el apartado 5.3.1 del Anejo 5 y los apartados 4.4.2.6 y 5.8 del Anejo 1.

4 Principios específicos y reglas de aplicación para depósitos

4.1 Criterios de conformidad

4.1.1 Generalidades

(1) Se considera que se satisfacen los requisitos generales especificados en el apartado 2.1 si los depósitos se ajustan, además de a las comprobaciones especificadas en el apartado 4.4, a las medidas complementarias especificadas en el apartado 4.5.

(2) Los criterios de conformidad y las reglas de aplicación dadas en este capítulo no abarcan completamente los depósitos de acero con cubierta flotante.

NOTA Se debe poner especial cuidado en evitar daños en la lámina de la pared debidos a los efectos locales del impacto de la cubierta flotante. Estos efectos pueden originar incendios en depósitos con contenido combustible.

4.1.2 Estado de limitación de daños

(1) Con el fin de satisfacer los requisitos de “integridad” bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños:

- Se debe comprobar la estanquidad del sistema en su conjunto;
- los depósitos deben contar con un resguardo o altura libre adecuada para el máximo desplazamiento vertical de la superficie del líquido, con el fin de evitar daños en la cubierta debidos a la presión ejercida por la ola debida a la respuesta convectiva del líquido (ola convectiva), o bien para evitar, en depósitos sin cubierta rígida, los efectos no deseables del derrame del líquido;
- se debe comprobar que los sistemas hidráulicos que forman parte del depósito, o están conectados a él, son capaces de adaptarse a las tensiones y distorsiones debidas a los desplazamientos relativos entre los depósitos o entre los depósitos y el suelo, sin que se alteren sus funciones.

(2) Con el fin de satisfacer el requisito de “nivel de funcionamiento mínimo” bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños, se debe comprobar que en caso de ocurrir un pandeo local, éste es reversible y no desencadena un colapso.

4.1.3 Estado límite último

(1) Para la situación sísmica de cálculo se deben comprobar las siguientes condiciones:

- La estabilidad global del depósito se debe comprobar de acuerdo con el apartado **4.4.2.4** del Anejo 1. La estabilidad global se refiere al comportamiento como un sólido rígido y puede perderse por deslizamiento o vuelco. De acuerdo con el punto **(7)** del apartado **5.4.1.1** del Anejo 5, se puede admitir un cierto grado de desplazamiento, siempre que sea tolerado por el sistema de tuberías y que el depósito no esté anclado a la cimentación.
- El comportamiento inelástico se restringe a partes bien definidas de los depósitos, de acuerdo con las disposiciones de esta Norma Sismorresistente,
- No se superan las deformaciones últimas de los materiales.
- La naturaleza y la extensión de los fenómenos de pandeo en la lámina de la pared están controladas de acuerdo con las comprobaciones oportunas.
- Los sistemas hidráulicos que forman parte de un depósito, o están conectados a él, se proyectan para evitar pérdidas del contenido del depósito en caso de que falle alguno de sus componentes.

4.2 Combinación de las componentes del movimiento del terreno

(1) Los depósitos se deben ajustar al punto **(1)** del apartado **3.2**.

(2) Los depósitos se deberán ajustar al punto **(2)** del apartado **3.2**.

- (3) Los depósitos se deben ajustar al punto **(3)** del apartado **3.2**.

4.3 Métodos de cálculo

4.3.1 Generalidades

- (1) El modelo que se emplee para determinar los efectos sísmicos debe reproducir adecuadamente la rigidez, la resistencia, el amortiguamiento, la masa y las propiedades geométricas de la estructura contenedora, y debe tener en cuenta además la respuesta hidrodinámica del líquido contenido así como, cuando sea necesario, los efectos de la interacción con el suelo de cimentación.

NOTA Los parámetros de la interacción suelo-líquido-estructura pueden influir significativamente en las frecuencias naturales y en el amortiguamiento por radiación del suelo. Al aumentar la velocidad de las ondas de corte del suelo, el comportamiento vibratorio pasa de ser una vibración horizontal combinada con el balanceo influido por el suelo al modo típico de vibración de un depósito sobre suelo rígido. Para las estructuras de depósitos fuertemente solicitadas o para los productos peligrosos, puede ser necesario un cálculo global (tridimensional).

- (2) En general, los depósitos se deberán calcular suponiendo una respuesta elástica lineal. En algunos casos se puede justificar una respuesta no lineal con métodos apropiados de análisis.

NOTA En el apéndice A se presenta información sobre métodos de cálculo sísmico de depósitos de formas habituales.

- (3) Siempre que proceda se deberá considerar la posible interacción entre diferentes depósitos debida a las tuberías de unión.

4.3.2 Efectos hidrodinámicos

- (1) Para evaluar la respuesta a la acción sísmica del sistema de almacenamiento se debe emplear un método racional basado en la solución de las ecuaciones hidrodinámicas, con las condiciones de contorno apropiadas.

- (2) En particular, el cálculo debe considerar, de forma adecuada y cuando proceda, lo siguiente:

- las componentes convectiva e impulsiva del movimiento del líquido;
- la deformación de la lámina del depósito debida a las presiones hidrodinámicas y a los esfuerzos de la interacción con la componente impulsiva;
- la deformabilidad del suelo de cimentación, con la consiguiente modificación de la respuesta;
- los efectos de una cubierta flotante, si procede.

- (3) Para evaluar la respuesta dinámica bajo las acciones sísmicas, se puede suponer en general que el líquido es incompresible.

- (4) La determinación de las presiones hidrodinámicas máximas inducidas por las excitaciones horizontal y vertical requiere, en principio, emplear un cálculo (en el dominio del tiempo) dinámico no lineal. Se pueden utilizar métodos simplificados que permitan una aplicación directa del análisis mediante el espectro de respuesta, siempre que se adopten unas reglas conservadoras apropiadas para la combinación de las máximas contribuciones modales.

NOTA El apéndice A proporciona información sobre métodos aceptables para la combinación de las máximas

contribuciones modales en el análisis mediante espectro de respuesta. También proporciona expresiones para calcular la altura de ola debida a la respuesta convectiva del líquido.

4.4 Coeficientes de comportamiento

(1) Los depósitos de otros tipos diferentes a los mencionados en los puntos **(4)** y **(5)** se deben calcular, bien para una respuesta elástica (considerando por sobrerresistencia un valor del coeficiente de comportamiento q no mayor de 1,5) o bien, en casos debidamente justificados, para una respuesta inelástica (véase el punto **(2)** del apartado 2.3.1), siempre que se demuestre que la respuesta inelástica es aceptable.

(2) Se debe justificar adecuadamente la disipación de energía correspondiente al valor de q elegido, así como la ductilidad necesaria proporcionada por el diseño dúctil.

(3) La parte convectiva de la respuesta del líquido (ola convectiva) se debe evaluar siempre basándose en una respuesta elástica (es decir, con $q = 1,0$) y en los espectros asociados (véanse los apartados 3.2.2.2 y 3.2.2.3 del Anejo 1).

(4) Los coeficientes de comportamiento especificados en el apartado 3.4 se deberán aplicar también a la parte de la respuesta de los depósitos elevados no debida a la componente convectiva. Para dicha parte, las reglas especificadas en el punto **(4)** del apartado 3.4 para los silos apoyados sobre un forro de chapa inferior (faldón) se aplican también a los depósitos elevados sobre un único apoyo.

(5) Los depósitos de acero (salvo los aislados en la base) que tengan un eje vertical y se apoyen directamente sobre el terreno o sobre la cimentación, se pueden calcular con un coeficiente de comportamiento q mayor de 1,5, respetando lo siguiente:

- que para la respuesta convectiva del líquido se adopte $q = 1,0$;
- que el depósito o su cimentación se calculen para permitir un cierto levantamiento y/o deslizamiento;
- que se evite la localización de deformaciones plásticas en la lámina de la pared, en la placa del fondo o en su intersección.

Bajo estas condiciones, y a falta de una evaluación de la respuesta inelástica con un enfoque más preciso, se puede tomar un coeficiente de comportamiento q inferior o igual que los valores siguientes:

- 2,0 para depósitos no anclados, siempre que se diseñen y detallen constructivamente para asegurar un comportamiento disipativo coherente con dicho coeficiente, de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados, especialmente en lo relativo al espesor de la chapa del fondo, que deberá ser menor que el espesor de la parte inferior de la lámina.
- 2,5 para depósitos con anclajes dúctiles especialmente calculados para permitir un incremento en la longitud de anclaje sin rotura igual a $R/200$, donde R es el radio del depósito.

4.5 Comprobaciones

4.5.1 Estado de limitación de daños

4.5.1.1 Generalidades

(1) Bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños, la estructura del depósito debe satisfacer, según proceda, las comprobaciones del estado límite de servicio especificadas en la reglamentación específica vigente o, en su defecto, en los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

4.5.1.2 Lámina

4.5.1.2.1 Láminas de hormigón armado y pretensado

(1) La anchura de las fisuras bajo la acción sísmica correspondiente al estado de limitación de daños, se deberá comprobar con los valores límite especificados en el apartado **4.4.2** del Anejo 19 del Código Estructural, teniendo en cuenta la clase de exposición ambiental apropiada y la sensibilidad del acero a la corrosión.

(2) En el caso de depósitos de hormigón dotados de revestimiento interior, la anchura de las fisuras transitorias del hormigón no deberá superar un valor que pudiera inducir una deformación local en el revestimiento que excediera en un 50% su alargamiento uniforme último.

4.5.1.2.2 Láminas de acero

(1) Los depósitos de acero se deberán ajustar al punto **(2)** del apartado **3.5.1**.

4.5.1.3 Tuberías

(1) Salvo que se especifiquen requisitos especiales para los elementos activos montados en las líneas, tales como válvulas o bombas, las tuberías no necesitan ser comprobadas para el estado de limitación de daños.

(2) Si las tuberías y el(los) depósito(s) se apoyan sobre diferentes tipos de cimentación, se deben tener en cuenta los desplazamientos relativos debidos a los movimientos sísmicos diferenciales del terreno.

(3) La zona del depósito en la que se empotran las tuberías se deberá calcular para permanecer elástica ante las fuerzas transmitidas por las tuberías, amplificadas por un factor $\gamma_{p1} = 1,3$.

4.5.2 Estado límite último

4.5.2.1 Estabilidad

(1) Los depósitos se deben ajustar al punto **(1)** del apartado **3.5.2.1**.

(2) Los depósitos se deben ajustar al punto **(2)** del apartado **3.5.2.1**.

4.5.2.2 Lámina

(1) Los depósitos se deben ajustar al punto **(1)** del apartado **3.5.2.2**.

NOTA En el apéndice A se proporciona información sobre la capacidad de resistencia a rotura de la lámina, controlada por diferentes modos de fallos.

4.5.2.3 Tuberías

(1) Si no se dispone de datos fiables, o no se hacen cálculos más precisos, se deberá asumir un desplazamiento relativo entre el primer punto de anclaje de la tubería y el depósito en la dirección más desfavorable, con un valor mínimo igual a:

$$\Delta = \frac{x}{x_o} d_g \quad (4.1)$$

donde

x = distancia entre el punto de anclaje de la tubería y el punto de unión con el depósito (en metros);

x_o = 500 m; y

d_g = desplazamiento de cálculo del terreno dado en el punto **(1)** del apartado 3.2.2.4 del Anejo 1.

(2) Se debe comprobar que, para la situación sísmica de cálculo, incluyendo el desplazamiento relativo supuesto en el punto **(1)**, la plastificación se restringe a la tubería y no se extiende a sus uniones con el depósito, incluso cuando se tenga en cuenta un factor de sobrerresistencia $\gamma_{p2} = 1,3$ en la resistencia de cálculo de la tubería.

(3) La resistencia de cálculo de los elementos de las tuberías se debe evaluar tanto para situaciones de cálculo persistentes como para transitorias.

4.5.2.4 Anclajes

(1) Los depósitos se deben ajustar al punto **(1)** del apartado 3.5.2.3.

4.5.2.5 Cimentación

(1) Los depósitos se deben ajustar al punto **(1)** del apartado 3.5.2.4.

(2) Los depósitos se deben ajustar al punto **(2)** del apartado 3.5.2.4.

4.6 Medidas complementarias

4.6.1 Contención de derrames

(1) Los depósitos, aislados o en grupos, que hayan sido calculados para controlar o impedir fugas con el fin de evitar incendios, explosiones y emisión de materiales tóxicos, deben contar con un sistema de contención de los derrames (es decir, se deben rodear por una trinchera y/o un terraplén).

(2) Si se construyen grupos de depósitos, la contención de derrames se puede realizar tanto para cada depósito individual como para el grupo completo. Si se considera que las consecuencias asociadas con el fallo potencial del sistema de contención de los derrames son graves, entonces se debe utilizar una contención de derrames para cada depósito.

(3) Los sistemas de contención de los derrames se deben calcular de manera que mantengan su integridad (ausencia de fugas) bajo la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado límite último del sistema al que rodean.

4.6.2 Ola debida a la respuesta convectiva del líquido (ola convectiva)

(1) A falta de justificaciones explícitas (véase el punto **(1)** del apartado **4.1.2**), se debe disponer de un espacio libre, de altura no inferior a la altura calculada para las olas debidas a la parte convectiva de la respuesta del líquido.

NOTA En el apéndice A se ofrece información para determinar la altura de la ola convectiva.

(2) Si los contenidos son tóxicos o pueden causar daños a las tuberías o socavar la cimentación al verterse, se debe disponer entonces de una altura libre igual o superior a la altura calculada para la ola convectiva.

(3) Puede ser suficiente una altura libre menor que la calculada para la ola convectiva, siempre que la cubierta esté calculada para resistir el aumento de presión asociado o que se disponga de un aliviadero que permita controlar los vertidos.

(4) Para reducir el efecto de la parte convectiva de la respuesta del líquido se pueden emplear dispositivos de amortiguamiento, como por ejemplo emparrillados o particiones verticales.

4.6.3 Interacción con tuberías

(1) Las tuberías se deben diseñar para minimizar los efectos desfavorables de la interacción entre los depósitos y entre los depósitos y otras estructuras.

5 Principios específicos y reglas de aplicación para tuberías superficiales

5.1 Generalidades

(1) El objetivo de este capítulo es proporcionar principios y reglas de aplicación para el proyecto sísmico estructural de los sistemas de tuberías superficiales. También se puede utilizar como base para evaluar la resistencia de tuberías superficiales ya existentes y para estimar cualquier refuerzo necesario.

(2) El proyecto sísmico de una tubería superficial incluye la determinación de la localización y de las características de sus apoyos, a fin de limitar la deformación unitaria de los componentes de la tubería y las cargas aplicadas a los equipos situados en la tubería, tales como válvulas, depósitos, bombas o instrumentación. En este Anejo no se definen dichos límites, que deberán ser proporcionados por el propietario de la instalación o por el fabricante de los equipos.

(3) Normalmente los sistemas de tuberías incluyen varias instalaciones asociadas, tales como estaciones de bombeo, centros de operaciones, estaciones de mantenimiento, etc., albergando cada una diferentes tipos de equipos mecánicos y eléctricos. Dado que estas instalaciones tienen una influencia considerable en el funcionamiento continuado del sistema, es necesario considerarlas adecuadamente en el proyecto sísmico con el fin de que se satisfagan las exigencias de fiabilidad global. Sin embargo, el tratamiento explícito de estas instalaciones está fuera del campo de aplicación de este Anejo. En particular, el proyecto sísmico de los equipos mecánicos y eléctricos requiere de unos criterios específicos complementarios que están más allá del alcance de esta Norma Sismorresistente.

NOTA Véase el punto **(8)** del apartado **1.1** para la protección sísmica de las instalaciones individuales o de los

componentes de los sistemas de tuberías por medio de aislamiento sísmico.

(4) Para la formulación de los requisitos generales a cumplir, así como para su aplicación, se deben distinguir los siguientes sistemas de tuberías:

- tuberías independientes;
- redes redundantes.

(5) Una tubería se debe considerar como independiente si en su comportamiento durante y después de un sismo no influye el de otras tuberías y si las consecuencias de su fallo sólo afectan a sus exigencias funcionales.

5.2 Requisitos de seguridad

5.2.1 Estado de limitación de daños

(1) Los sistemas de tuberías se deben construir de modo tal que sigan manteniendo su capacidad funcional de suministro como sistema de servicio global después de la acción sísmica correspondiente al “nivel de funcionamiento mínimo” (véase el apartado **2.1.3**) incluso con daños locales considerables.

(2) Se acepta una deformación global de la tubería menor o igual que 1,5 veces la deformación correspondiente al límite elástico, a condición de que no haya ningún riesgo de pandeo y de que las cargas aplicadas a los equipos activos, tales como válvulas, bombas, etc., estén dentro de su rango de funcionamiento.

5.2.2 Estado límite último

(1) Los principales peligros para la seguridad asociados directamente con la ruptura de una tubería durante un sismo son las explosiones y el fuego, especialmente en gasoductos. Para establecer el nivel de acción sísmica correspondiente al estado límite último se deben tener en cuenta la distancia del emplazamiento y el número de habitantes expuestos a las consecuencias de una ruptura.

(2) Para definir el riesgo aceptable en sistemas de tuberías situados en zonas sensibles desde el punto de vista medioambiental, también se debe tener en cuenta el daño causado al medio ambiente por roturas en las tuberías.

5.3 Acción sísmica

5.3.1 Generalidades

(1) Para el proyecto sísmico de los sistemas de tuberías superficiales son relevantes los siguientes tipos de riesgos sísmicos directos e indirectos:

- El movimiento debido a la inercia de las tuberías inducido por el movimiento sísmico aplicado a sus apoyos.
- El movimiento diferencial de los apoyos de las tuberías.

(2) Para el movimiento diferencial de los apoyos, pueden existir dos situaciones diferentes:

- Para apoyos que están situados directamente sobre el terreno, sólo es posible un movimiento diferencial significativo si existen fallos del terreno y/o deformaciones permanentes.
- Para apoyos que están situados sobre estructuras diferentes, la respuesta sísmica de la estructura puede crear movimientos diferenciales en la tubería.

5.3.2 Acción sísmica para los movimientos inerciales

- (1) La cuantificación de las componentes horizontales de la acción sísmica se debe hacer a partir del espectro de respuesta (o de una representación en el dominio del tiempo compatible), tal y como se especifica en el apartado 3.2.2 del Anejo 1.
- (2) Sólo se deberán tener en cuenta las tres componentes de translación de la acción sísmica (es decir, se pueden ignorar las componentes rotacionales).

5.3.3 Movimiento diferencial

- (1) Cuando la tubería esté apoyada directamente sobre el terreno, se puede ignorar el movimiento diferencial, salvo cuando sea probable que se produzcan fallos en el terreno o deformaciones permanentes. En ese caso se deberá evaluar la amplitud del movimiento por medio de técnicas apropiadas.
- (2) Cuando la tubería esté apoyada sobre estructuras diferentes, se deberá definir su movimiento diferencial a partir del análisis de sus respuestas sísmicas o por aproximaciones envolventes simplificadas.

5.4 Métodos de análisis

5.4.1 Modelado

- (1) El modelo de la tubería debe ser capaz de representar su rigidez, su amortiguación y sus propiedades de masa, así como los grados de libertad dinámicos del sistema, considerando de forma explícita los siguientes aspectos, según el caso:
 - la flexibilidad del suelo de la cimentación y del sistema de cimentación;
 - la masa del fluido en el interior de la tubería;
 - las características dinámicas de las estructuras de apoyo;
 - el tipo de unión entre la tubería y la estructura de apoyo;
 - las juntas a lo largo de la tubería y entre los apoyos.

5.4.2 Análisis

- (1) Las tuberías superficiales se pueden calcular por medio del análisis modal mediante espectros de respuesta, con el correspondiente espectro de cálculo indicado en el apartado 3.2.2.5 del Anejo 1, combinando las respuestas modales de acuerdo con el apartado 4.3.3.2 del Anejo 1.

NOTA En el apartado 4.2.1.3 del Anejo 2 se dan reglas complementarias relativas a la combinación de las respuestas modales, en concreto para el uso de la Combinación Cuadrática Completa.

- (2) También se puede aplicar el análisis en el dominio del tiempo con acelerogramas compatibles con el espectro, de acuerdo con el apartado 3.2.3 del Anejo 1.

(3) También se puede hacer el cálculo mediante el método de análisis (elástico-lineal) “de la fuerza lateral”, siempre que se justifique el valor de aceleración aplicado. Es aceptable un valor igual a 1,5 veces el máximo del espectro que se aplica al apoyo. Si se considera apropiado, se pueden aplicar los principios y reglas de aplicación especificadas en el apartado **4.3.3.2** del Anejo 1.

(4) La acción sísmica se debe aplicar separadamente a lo largo de dos direcciones ortogonales (transversal y longitudinal, para tuberías rectilíneas). La respuesta combinada máxima se debe obtener de acuerdo con los puntos **(2)** y **(3)** del apartado **4.3.3.5.1** del Anejo 1.

(5) La variación espacial del movimiento se debe tener en cuenta siempre que la longitud de la tubería exceda de 600 m o cuando existan discontinuidades geológicas o marcados cambios topográficos.

(6) Para tener en cuenta la variación espacial del movimiento, se pueden utilizar los principios y reglas de aplicación del apartado **3.3** del Anejo 2.

NOTA En el apéndice D del Anejo 2, se presentan modelos complementarios para tener en cuenta la variación espacial del movimiento.

5.5 Coeficientes de comportamiento

(1) La capacidad disipativa de una tubería superficial se limita, si existe, a la de su estructura de apoyo, ya que resulta difícil y no es conveniente que se disipe energía en las tuberías soportadas, salvo para tuberías de acero soldado. Por otro lado, como la forma y los materiales utilizados para los apoyos varían enormemente, resulta inviable el establecer unos valores de los coeficientes de comportamiento que sean de aplicación general.

(2) Para las estructuras de apoyo de las tuberías sin aislamiento sísmico, se pueden tomar los valores apropiados para q de los Anejos 1 y 2, basándose en su disposición específica en planta, en los materiales y en los detalles constructivos.

(3) Las tuberías de acero soldado, siempre que su espesor sea suficiente, presentan una capacidad de deformación y de disipación significativas. Para comprobar las tuberías que no estén aisladas sísmicamente y cuyo cociente entre el radio y el espesor (r/t) sea menor de 50, se puede tomar un coeficiente de comportamiento q igual a 3,0. Si el cociente r/t es menor de 100, se puede tomar q igual a 2,0. Para los demás casos, el valor q para el cálculo de la tubería no puede ser superior a 1,5.

(4) Para comprobar los apoyos, los efectos de la acción sísmica obtenidos del análisis se deberán multiplicar por $(1+q)/2$, donde q es el coeficiente de comportamiento de la tubería utilizado en su cálculo.

5.6 Comprobaciones

(1) El efecto inducido por la carga en los elementos de sustentación (pilares, pórticos, etc.) en la situación sísmica de cálculo debe ser menor o igual que la resistencia de cálculo evaluada para las situaciones de cálculo persistentes o transitorias.

(2) Para la combinación más desfavorable de las deformaciones axiales y rotacionales, debidas a la aplicación de la acción sísmica correspondiente al requisito de “nivel de funcionamiento mínimo”, se debe comprobar que las juntas no sufran daños que les hagan perder su estanquidad.

6 Principios específicos y reglas de aplicación para tuberías enterradas

6.1 Generalidades

(1) El objetivo de este capítulo es ofrecer principios y reglas de aplicación para el proyecto sísmico y para la evaluación de la resistencia a los sismos de los sistemas de tuberías enterradas.

(2) Aunque se puedan hacer distinciones entre los diferentes sistemas de tuberías, como por ejemplo tuberías independientes o sistemas redundantes, por razones prácticas aquí se considera que una tubería es independiente si en su comportamiento mecánico durante y después de un sismo no influye el de otras tuberías, y si las consecuencias de su posible fallo sólo afectan a sus exigencias funcionales.

(3) A menudo las redes son demasiado grandes y complejas como para ser tratadas como un todo, por lo que es posible y conviene diferenciar varias redes separadas dentro de una red global. Esta diferenciación se puede realizar separando la parte de mayor escala del sistema (por ejemplo, la distribución regional) y la de menor escala (por ejemplo, la distribución urbana), o bien a partir de la distinción entre las diferentes funciones realizadas por el mismo sistema.

(4) Como ejemplo del punto **(3)**, un sistema urbano de distribución de aguas se puede separar en una red para alimentar las bocas de riego contra incendios y una segunda red para los usuarios privados. Esta separación facilitaría la asignación de niveles diferentes de fiabilidad para los dos sistemas. Conviene resaltar que la separación está ligada a las funciones y que por tanto no es necesariamente física: dos redes distintas pueden tener varios elementos en común.

(5) El proyecto de redes de tubería implica unos requisitos de fiabilidad y unos métodos de proyecto complementarios a los expuestos en esta Norma Sismorresistente.

6.2 Requisitos de seguridad

6.2.1 Estado de limitación de daños

(1) Los sistemas de tuberías enterradas se deben calcular y construir de modo que, incluso con daños locales considerables, mantengan su integridad o parte de su capacidad funcional de suministro después del sismo correspondiente al estado de limitación de daños (véase el apartado **2.1.3**).

6.2.2 Estado límite último

(1) Las tuberías enterradas se deben ajustar al punto **(1)** del apartado **5.2.2**.

(2) Las tuberías enterradas se deben ajustar al punto **(2)** del apartado **5.2.2**.

6.3 Acción sísmica

6.3.1 Generalidades

(1) El cálculo sísmico de los sistemas de tuberías enterradas debe tener en cuenta los siguientes tipos de riesgos sísmicos directos e indirectos:

- a) las ondas sísmicas que se propagan en suelo firme produciendo diferentes movimientos del terreno en puntos distintos de la superficie y campos de deformación espacial en el suelo;

b) las deformaciones permanentes inducidas por los terremotos, tales como desplazamientos de las fallas sísmicas, deslizamientos de tierras y desplazamientos del terreno inducidos por licuación.

(2) Se deben satisfacer todos los requisitos generales relativos al estado de limitación de daños y al estado límite último para todos los tipos de riesgos especificados en el punto **(1)**.

(3) En general se puede suponer que para los tipos de riesgos de tipo (b) especificados en el punto **(1)**, la satisfacción de los requisitos del estado límite último implica también el cumplimiento de los de limitación de daños, de modo que se puede realizar una única comprobación.

(4) El hecho de que los sistemas de tuberías atraviesen o se extiendan sobre grandes superficies geográficas y la necesidad de conectar ciertos emplazamientos, no siempre permite hacer la mejor elección en relación con la naturaleza del suelo que los soporta. Es más, puede ser imposible evitar atravesar fallas potencialmente activas o evitar suelos susceptibles de licuación, así como zonas que podrían verse afectadas por deslizamientos de tierras inducidos por el sismo y por grandes deformaciones diferenciales permanentes del terreno.

(5) La situación descrita en el punto **(4)** está en claro desacuerdo con la de otras estructuras, para las que la posibilidad misma de su construcción requiere que sea despreciable la probabilidad de cualquier tipo de fallo del terreno. En consecuencia, en la mayoría de los casos, no se puede excluir la ocurrencia de los riesgos de tipo (b) especificados en el punto **(1)**. Con el fin de modelar este riesgo se deberán utilizar hipótesis basadas en la experiencia y en los datos disponibles.

6.3.2 Acción sísmica para los movimientos inerciales

(1) La cuantificación de las componentes de las vibraciones sísmicas debe estar de acuerdo con el apartado **2.2**.

6.3.3 Modelado de ondas sísmicas

(1) Se debe establecer un modelo para las ondas sísmicas con el que poder obtener las deformaciones unitarias y las curvaturas del terreno que afecten a la tubería.

NOTA En el apéndice B se presentan métodos para algunos casos del cálculo de las deformaciones unitarias y de las curvaturas de las tuberías, con ciertas hipótesis simplificadoras.

(2) Las vibraciones del terreno producidas por los terremotos se deben a la suma de ondas de cortante, ondas de compresión, ondas Love y ondas Rayleigh, cuyas velocidades de propagación dependen de su trayectoria a través de materiales de mayor o menor velocidad. Los diferentes movimientos de las partículas asociados con estos tipos de ondas hacen que las deformaciones unitarias y las curvaturas de las tuberías dependan también del ángulo de incidencia de las ondas. Como regla general, se puede suponer que los emplazamientos próximos al epicentro se ven más afectados por las ondas de cortante y de compresión (ondas internas), mientras que para los más alejados tienden a ser más significativas las ondas Love y Rayleigh (ondas superficiales).

(3) La elección de los tipos de ondas a tener en cuenta y la de sus correspondientes velocidades de propagación se debe basar en consideraciones geofísicas.

6.3.4 Movimientos permanentes del terreno

(1) Los modos de ruptura del terreno, asociados a los movimientos del suelo provocados por los sismos, ya sean debidos a los movimientos en superficie de las fallas o a deslizamientos de tierras, son en general complejos, presentando variaciones de desplazamientos considerables en función de la geología y del tipo de suelo, así como de la magnitud y de la duración del terremoto. Se debe establecer la posibilidad de que aparezcan estos fenómenos en determinados emplazamientos y se deben definir los modelos apropiados (véase el Anejo 5).

6.4 Métodos de cálculo (paso de las ondas)

(1) Es aceptable aprovechar la deformación post-elástica de las tuberías. Se debe evaluar la capacidad de deformación de una tubería.

NOTA En el apéndice B se indica un método de cálculo válido para tuberías enterradas en suelo estable, basado en hipótesis aproximadas de las características del movimiento del terreno.

6.5 Comprobaciones

6.5.1 Generalidades

(1) Las tuberías enterradas en suelos estables y suficientemente homogéneos se pueden comprobar sólo para los efectos de las deformaciones del suelo debidas al paso de las ondas.

(2) Las tuberías enterradas que atraviesen zonas donde se puedan producir fallos del terreno o deformaciones locales, como la expansión lateral, la licuación, los deslizamientos de tierras y los movimientos de la falla, se deben proyectar para resistir dichos fenómenos.

6.5.2 Tuberías enterradas en suelo estable

(1) Las respuestas obtenidas por el cálculo deben incluir el valor máximo de las deformaciones unitarias axiales y de las curvaturas y, en el caso de juntas no soldadas (tuberías de hormigón armado o pretensado), el de las rotaciones y las deformaciones axiales en las juntas.

(2) En las tuberías de acero soldado, la combinación de la deformación unitaria axial y de la curvatura debida a la acción sísmica de cálculo debe ser compatible con la ductilidad disponible del material sometido a tracción y con la resistencia al pandeo, local y global, a compresión.

- deformación unitaria admisible a tracción: 3%;
- deformación unitaria admisible a compresión: $\min \{1\%; 20t/r (\%)\}$;

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

(3) En las tuberías de hormigón, bajo la combinación más desfavorable de la deformación unitaria axial y de la curvatura debida a la acción sísmica de cálculo, no se deben superar las deformaciones unitarias límite especificadas en el Anejo 19 del Código Estructural para el hormigón y para el acero.

(4) En las tuberías de hormigón, bajo la combinación más desfavorable de la deformación unitaria axial y de la curvatura debida a la acción sísmica de cálculo correspondiente al estado de limitación de daños, la deformación unitaria a tracción del acero de refuerzo no debe superar los valores que puedan tener como resultado anchuras de fisura residuales incompatibles con los requisitos de estanquidad.

(5) Bajo el efecto de la combinación más desfavorable de las deformaciones axiales y de rotación, las juntas de una tubería no deben sufrir daños incompatibles con los requisitos especificados para la limitación de daños.

6.5.3 Tuberías enterradas sometidas a movimientos diferenciales del terreno (tuberías de acero soldado)

(1) Se debe comprobar que, en el segmento de tubería deformado por el desplazamiento del terreno, sea debido bien al movimiento de una falla o bien al deslizamiento de tierras o a una expansión lateral, no se exceda la ductilidad disponible del material a tracción y que no haya pandeo local ni global a compresión. Las deformaciones unitarias límite deben estar de acuerdo con el apartado 6.5.2.

6.6 Disposiciones para el cálculo del cruce de fallas

(1) La decisión de utilizar cálculos especiales para las tuberías que atraviesen una zona de fallas potencialmente activas, depende del coste, de la actividad de las fallas, de las consecuencias de una ruptura, del impacto ambiental y de la posible exposición a otros riesgos durante el periodo de vida de la tubería.

(2) Al proyectar una tubería que atraviese una falla, las consideraciones de los puntos (3) a (9) en general mejorarán la capacidad de resistencia de la tubería a los movimientos diferenciales a lo largo de la falla.

(3) Siempre que sea factible, se deberá orientar una tubería que atraviese una falla de desgarre de modo tal que la tubería sea solicitada a tracción.

(4) El ángulo de intersección con fallas con movimiento vertical deberá ser lo menor posible, con el fin de minimizar las deformaciones unitarias por compresión. Si también son previsibles desplazamientos de cizalla significativos, se deberá elegir el ángulo con que la tubería atraviese la falla de manera tal que se favorezca el alargamiento por tracción de la tubería.

(5) En las zonas de fallas, se deberá minimizar la profundidad a la que se entierre una tubería, con el fin de reducir la coacción ejercida por el suelo en la tubería durante el movimiento de la falla.

(6) Un aumento en el espesor de la pared de una tubería aumentará la capacidad de ésta para soportar el desplazamiento de la falla para un nivel dado de deformación unitaria máxima a tracción. Se deberán usar tuberías con paredes relativamente gruesas dentro de los 50 m a cada lado de una falla.

(7) La reducción del ángulo de rozamiento de la superficie de contacto entre la tubería y el terreno aumenta la capacidad de la tubería para soportar el desplazamiento de la falla, para un nivel dado de deformación unitaria máxima. Esta reducción se puede realizar por medio de un recubrimiento liso y duro.

(8) Se deberá realizar un control detallado del relleno que rodea a la tubería dentro de un margen de 50 m a cada lado de la falla. En general, un suelo granular de densidad suelta o media, sin cantos ni bloques, es un material de relleno adecuado. Si el suelo existente es considerablemente distinto de éste, se deberán excavar trincheras sobredimensionadas en una distancia de aproximadamente 15 m a cada lado de la falla.

(9) En el caso de tuberías de acero soldado, el proceso para adaptarlas al movimiento de las fallas consiste en utilizar su capacidad de deformación a tracción dentro del rango inelástico, con el fin de que soporten las deformaciones del terreno sin romperse. Siempre que sea posible, se deberá elegir el trazado de una tubería que atraviese una falla de manera que la tubería esté sometida a tracción compuesta con una flexión moderada. Se deberán evitar, en la medida de lo posible, los trazados que podrían someter las tuberías a compresión, ya que la capacidad de las tuberías para resistir deformaciones unitarias a compresión sin romperse es considerablemente menor que la de resistir deformaciones unitarias a tracción. Las posibles deformaciones unitarias a compresión se deberán limitar a aquellas que causen arrugas o pandeo local de la tubería.

(10) En todas las zonas de rotura potencial del terreno, las tuberías deberán constar de secciones relativamente rectas, evitando los cambios bruscos de dirección y de nivel. En la medida de lo posible, las tuberías se deberán trazar sin curvaturas, codos ni bridas que tiendan a anclar la tubería al suelo.

Apéndice A

Métodos recomendados de análisis sísmico para depósitos

A.1 Introducción y campo de aplicación

Este anexo ofrece información sobre métodos de análisis sísmico para depósitos sometidos a una acción sísmica horizontal o vertical, con las siguientes características:

- a) forma cilíndrica, con eje vertical y sección transversal circular o rectangular;
- b) cimentación rígida o flexible;
- c) anclados total o parcialmente a la cimentación.

Se tratan brevemente los complementos necesarios para tratar los depósitos elevados o los depósitos cilíndricos con eje horizontal.

Un análisis riguroso de los fenómenos de interacción dinámica entre el movimiento del fluido contenido, la deformación de las paredes del depósito y la del suelo de la cimentación, incluyendo el posible levantamiento, es un problema de considerable complejidad analítica, que normalmente exige recursos de cálculo y esfuerzos no habituales. Se han propuesto varios métodos de análisis, válidos para situaciones de cálculo específicas. Dado que su precisión depende del problema tratado, la elección adecuada del método requiere un buen nivel de conocimientos especializados por parte del calculista. Hay que llamar la atención sobre la necesidad de mantener un nivel uniforme de precisión a lo largo del proceso de cálculo: por ejemplo, no sería coherente elegir una solución precisa para determinar la presión hidrodinámica, y no utilizar a continuación un modelo mecánico con el correspondiente grado de refinamiento para el depósito (por ejemplo, un modelo de elementos finitos), para la evaluación de las tensiones debidas a las presiones.

A.2 Depósitos circulares verticales rígidos apoyados en el suelo, unidos a la cimentación

A.2.1 Acción sísmica horizontal

A.2.1.1 Generalidades

El movimiento del fluido contenido en un cilindro rígido se puede expresar como la suma de dos contribuciones diferentes, llamadas respectivamente “impulsiva rígida” y “convectiva”. La componente “impulsiva rígida” satisface exactamente las condiciones de contorno en las paredes y en el fondo del depósito, pero da (incorrectamente, debido a la presencia de ondas en la respuesta dinámica) una presión nula en la posición inicial de la superficie libre del fluido en situación estática. El término “convectivo” no modifica las condiciones de contorno que ya se han satisfecho, a la vez que satisface la condición correcta de equilibrio en la superficie libre. Se utiliza un sistema de coordenadas cilíndricas: r , z , θ , con origen en el centro del fondo del depósito y con el eje z vertical. La altura del depósito hasta la superficie libre inicial del fluido y el radio del depósito se denominan H y R , respectivamente, ρ es la densidad del fluido, mientras que $\xi = r/R$ y $\zeta = z/H$ son coordenadas adimensionales.

A.2.1.2 Presión impulsiva rígida

La variación espacio-temporal de la presión “impulsiva rígida” viene dada por la expresión:

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

donde

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

en la que:

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

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

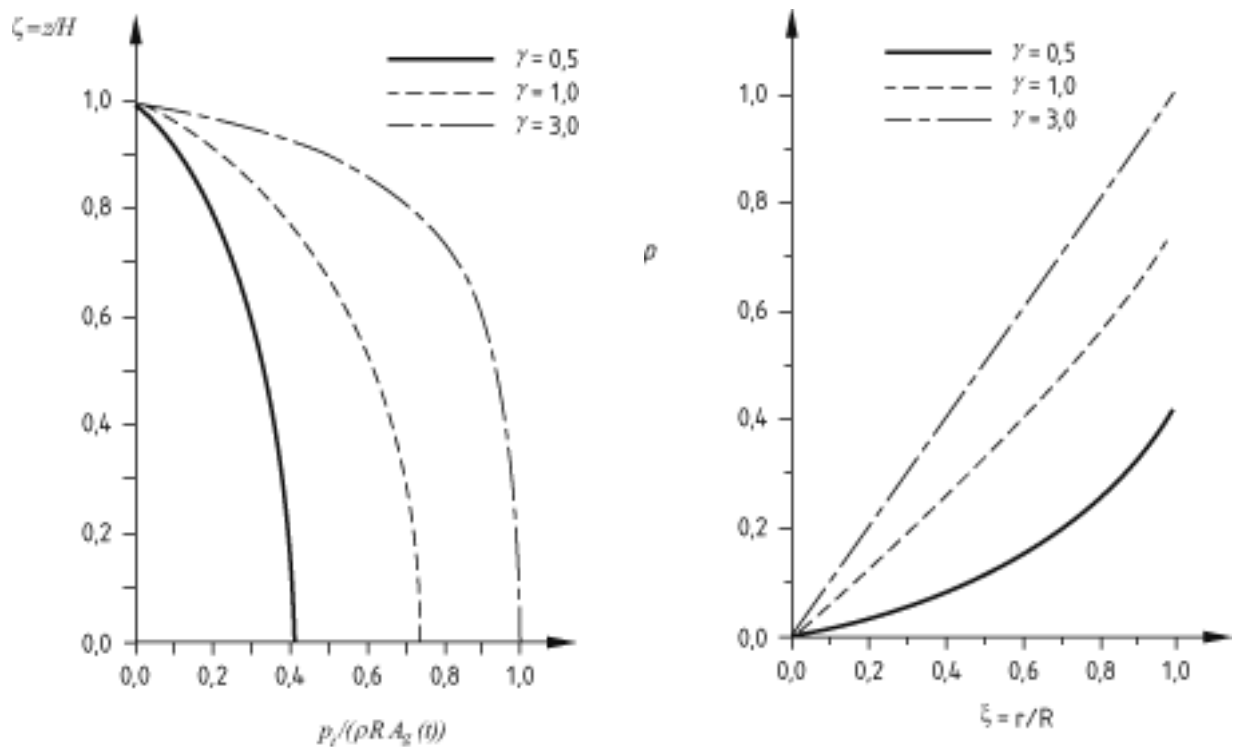


Figura A.1 – Variación de la presión impulsiva (normalizada a $\rho R a_g$) para tres valores de $\gamma = H/R$. a) variación a lo largo de la altura; b) variación radial en el fondo del depósito

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

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

$A_g(t)$ en la expresión (A.1) es el registro de la aceleración del suelo en el dominio del tiempo en campo libre (con un valor máximo definido por a_g). La función C_i da la distribución de p_i a lo largo de la altura. Esta función se muestra en la figura A.1a) para $\xi = 1$ (es decir, en la pared del depósito) y $\cos\theta = 1$ (es decir, en el plano de la acción sísmica horizontal), normalizado a $\rho R a_g$, para tres valores del parámetro de esbeltez $\gamma = H/R$. La figura A.1b) muestra la variación radial de p_i en el fondo del depósito en función de γ . Para valores altos de γ , la distribución de la presión en el fondo se hace lineal.

Resultante de las presiones: La resultante horizontal de la presión “impulsiva rígida” en la base de la pared Q_i , a partir de la expresión (A.1) es:

Cortante impulsivo en la base:

$$Q_i(t) = m_i A_g(t) \quad (A.3)$$

m_i , llamada *masa impulsiva*, denota la masa del fluido contenido que se mueve conjuntamente con las paredes y viene dada por la expresión:

$$m_i = m 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n / \gamma)} \quad (A.4)$$

donde

$m = \rho \pi R^2 H$ es la masa total de fluido contenida.

El momento total respecto a un eje ortogonal a la dirección del movimiento de la acción sísmica, M'_i , justamente por debajo del fondo del depósito incluye las contribuciones de las presiones que se ejercen sobre las paredes, dadas por la expresión (A.1), y de las que se ejercen sobre el fondo del depósito. El momento total M'_i , justamente por encima del fondo del depósito incluye sólo las contribuciones de las presiones que se ejercen sobre las paredes.

Momento impulsivo en la base (justamente por debajo del fondo del depósito):

$$M'_i(t) = m_i h'_i A_g(t) \quad (A.5a)$$

donde

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

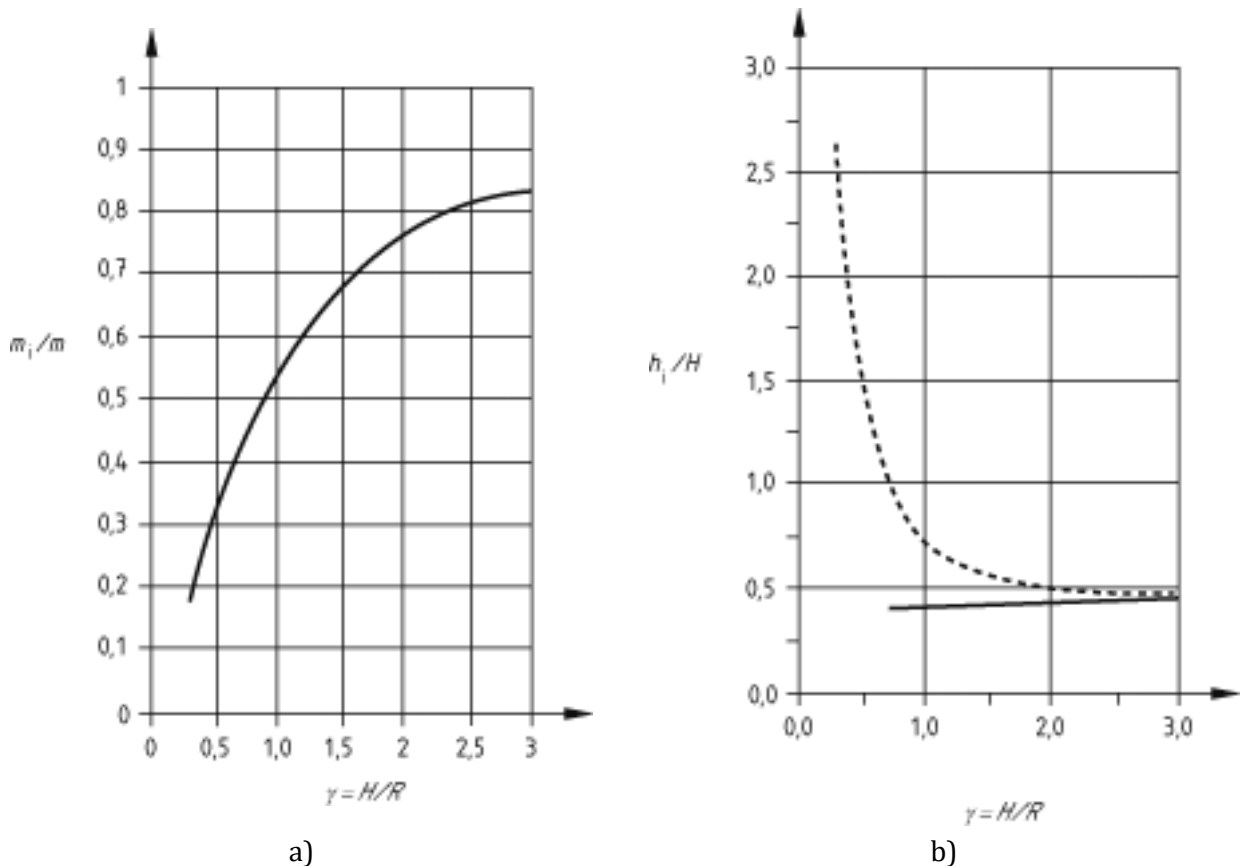
Momento impulsivo en la base (justamente por encima del fondo del depósito):

$$M_i(t) = m_i h_i A_g(t) \quad (\text{A.5b})$$

con

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1(v_n/\gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n/\gamma)} (v_n (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}} \quad (\text{A.6b})$$

La figura A.2 muestra los valores de m_i , h'_i y h_i en función de $\gamma = H/R$. El valor de m_i aumenta con γ , tendiendo asintóticamente a la masa total, mientras que tanto h_i como h'_i tienden a estabilizarse aproximadamente para valores a media altura. Para los depósitos cortos h_i es un poco inferior de la media altura, mientras que el valor de h'_i es significativamente mayor que el de H debido a la contribución predominante al valor de M'_i de las presiones ejercidas en el fondo.



Leyenda de la figura A.2(b): — : Sobre la placa del fondo; - - - : Bajo la placa del fondo

Figura A.2 – Relaciones m_i/m , h_i/H y h'_i/H en función de la esbeltez de los depósitos (véase también la tabla A.2, columnas 4, 6 y 8)

A.2.1.3 Componente de la presión convectiva

La variación espacio-temporal de la componente “convectiva” de la presión viene dada por:

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

donde

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

donde

J_1 = función de Bessel de primer orden;

$\lambda_1 = 1,841, \lambda_2 = 5,331, \lambda_3 = 8,536$; y

$A_{cn}(t)$ = aceleración en el dominio del tiempo de la respuesta de un oscilador con un solo grado de libertad que tiene una frecuencia circular ω_{cn} igual a:

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

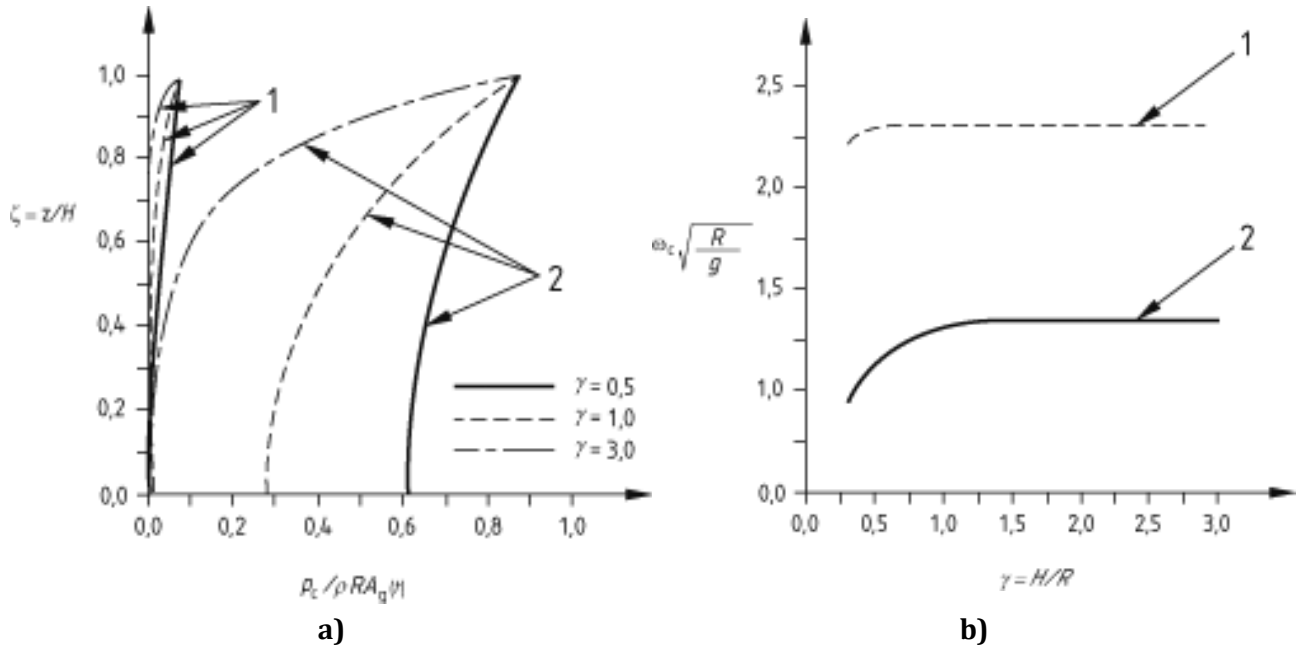
y un índice de amortiguamiento apropiado para la respuesta convectiva del fluido.

A efectos de cálculo, en la expresión (A.7) sólo es necesario considerar, para la componente convectiva, el primer modo y la primera frecuencia de oscilación de la respuesta del líquido ($n = 1$).

En la figura A.3a) se muestra la distribución vertical de las presiones debidas a la respuesta convectiva del fluido para los dos primeros modos, mientras que en la figura A.3b) se dan los valores de las dos primeras frecuencias, en función de H/R . En depósitos bajos (en relación a su diámetro), las presiones generadas por la componente convectiva mantienen valores relativamente altos cerca del fondo, mientras que, en los depósitos esbeltos, el efecto se limita a las proximidades de la superficie del líquido. Para γ mayor de un valor alrededor de 1, las frecuencias se hacen casi independientes de γ . Para estos valores de γ , ω_{c1} es aproximadamente igual a:

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

que, para los valores usuales de R , proporciona periodos de oscilación del orden de algunos segundos.



Leyenda

1 2º modo

2 1º modo

Figura A.3 – a) Variación con la altura de las presiones convectivas en los dos primeros modos de oscilación y b) valores de las frecuencias de la respuesta convectiva en los dos primeros modos en función de γ

Resultante de las presiones:

Cortante convectivo en la base:

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

donde la n-ésima masa modal convectiva es:

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

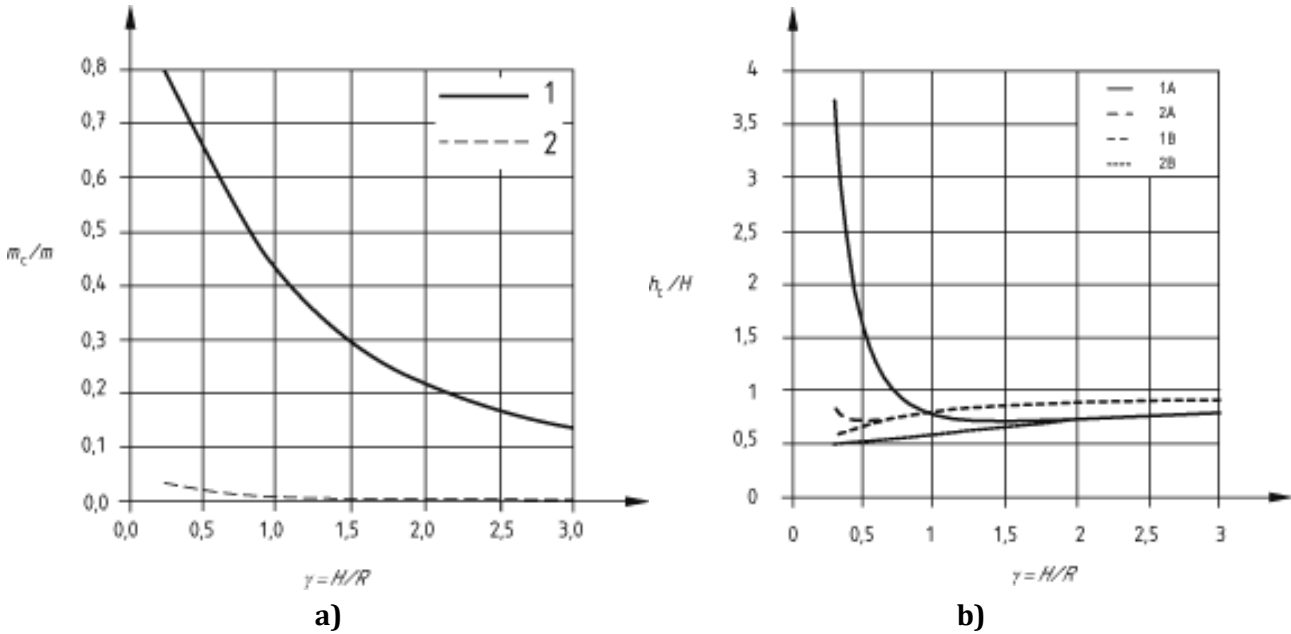
Momento justamente por debajo de la placa del fondo del depósito:

$$M'_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h'_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h'_{cn} \quad (A.13a)$$

donde

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

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



Leyenda de la figura A.4(a):

- 1 1er modo
- 2 2º modo

Leyenda de la figura A.4(b):

- 1A 1er modo, bajo la placa del fondo
- 2A 2º modo, bajo la placa del fondo
- 1B 1er modo, sobre la placa del fondo
- 2B 2º modo, sobre la placa del fondo

Figura A.4 – a) Masas modales de la respuesta convectiva del líquido de los dos primeros modos de oscilación y b) alturas correspondientes h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} y h'_{c2} en función de γ (véase también la tabla A.2, columnas 5, 7 y 9)

Momento en la pared del depósito justamente sobre la placa del fondo:

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

donde h_{cn} es:

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

La componente convectiva de la respuesta se puede obtener a partir de la de osciladores con masas m_{cn} , unidos al depósito rígido por medio de muelles con rigideces: $K_n = \omega_n^2 m_{cn}$. (un único oscilador para cada modo considerado como significativo, normalmente sólo el primero). El depósito está sometido a la aceleración del suelo en el dominio del tiempo $A_g(t)$ y las masas responden con las aceleraciones $A_{cn}(t)$. h'_{cn} o h_{cn} son los niveles en los que se debe aplicar el oscilador para dar, respectivamente, los valores

correctos de M'_{cn} o M_{cn} .

A.2.1.4 Altura de la ola convectiva

La altura de la ola debida a la respuesta convectiva del líquido viene dada principalmente por el primer modo. La expresión para la altura máxima en el borde es:

$$d_{\max} = 0,84 R S_e(T_{cl}) / g \quad (\text{A.15})$$

donde $S_e(\cdot)$ es el espectro de respuesta elástica de aceleración correspondiente al 1^{er} modo convectivo del fluido para el amortiguamiento correspondiente a la respuesta convectiva del mismo, y g es la aceleración de la gravedad.

A.2.1.5 Efecto de la inercia de las paredes

Para depósitos de acero, las fuerzas de inercia que actúan sobre la lámina de la pared debidas a su propia masa son pequeñas en comparación con las fuerzas hidrodinámicas y se pueden despreciar. Por el contrario, para los depósitos de hormigón, no se deberían despreciar. Las fuerzas de inercia son paralelas a la acción sísmica horizontal e inducen una presión normal a la superficie de la lámina dada por:

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

donde

$\rho_s =$ densidad del material de la pared

$s(\zeta) =$ espesor de la pared

Los efectos de la acción de esta componente de la presión, que sigue la variación en espesor de la pared con la altura, deberán añadirse a los de la componente impulsiva dados por la expresión (A.1).

El efecto cortante total en la base debido a las fuerzas de inercia de la pared y de la cubierta del depósito se puede tomar igual a la masa total de las paredes y de la cubierta del depósito multiplicada por la aceleración del suelo. De modo similar, la contribución al momento de vuelco en la base es igual a la masa de la pared multiplicada por la semi-altura de la pared (para un espesor constante de la pared), más la masa de la cubierta multiplicada por la distancia media de ésta a la base y por la aceleración del suelo.

A.2.1.6 Combinación de los efectos de la acción de las presiones impulsivas y convectivas

La respuesta en el dominio del tiempo de la presión total es la suma de las dos respuestas en el dominio del tiempo siguientes:

- la impulsiva, controlada por $A_g(t)$ (incluyendo la inercia de las paredes);
- la convectiva, controlada por $A_{cl}(t)$ (despreciando las componentes de orden superior).

De igual modo que la respuesta dinámica asociada a las dos componentes de la presión viene caracterizada por diferentes coeficientes de amortiguamiento, también se puede asociar con diferentes mecanismos de disipación de la energía por histéresis. No se puede asociar ninguna disipación de energía con la respuesta convectiva del líquido, mientras que la respuesta debida a las presiones impulsivas y a la inercia de las paredes del depósito puede estar acompañada de cierta disipación de energía por histéresis, que proviene del depósito mismo y de la forma en que está apoyado en (o anclado a) el terreno. Si la disipación de energía se tiene en cuenta mediante la modificación del espectro elástico con el coeficiente de comportamiento q , se debería utilizar un valor de q diferente para la deducción de los efectos de la acción de las dos componentes: es decir, $q = 1,0$ para los efectos de la acción de las presiones convectivas y $q = 1,5$ (o un valor mayor) para los efectos de la acción de las presiones impulsivas y de la inercia de las paredes del depósito.

Si, tal como es habitual en la práctica del cálculo, se utiliza el método del espectro de respuesta para calcular el máximo de la respuesta dinámica, se deberían combinar adecuadamente los valores máximos de los efectos de la acción sísmica de las dos respuestas en el dominio del tiempo dadas por el espectro de respuesta. Dado que generalmente las frecuencias predominantes del movimiento del terreno y de la respuesta convectiva del fluido están muy separadas, la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” puede no ser conservadora, de modo que para el cálculo puede ser preferible usar la regla alternativa (límite superior) consistente en sumar los valores absolutos de los dos máximos. Cada uno de estos dos máximos se obtendrá a partir de los valores de q y del índice de amortiguamiento que se consideren apropiados para la correspondiente componente.

Para las comprobaciones, los valores del momento y del esfuerzo cortante justamente por encima de la base del depósito deberían usarse para el cálculo de las tensiones y deformaciones resultantes en las paredes del depósito y en la unión con la base. El valor del momento justamente por debajo de la base del depósito se debería utilizar para la comprobación de su estructura de apoyo, de los anclajes de la base o de la cimentación.

Dado el largo periodo de la componente convectiva de la respuesta del líquido, sólo el momento por debajo de la placa del fondo del depósito que es debido a esta componente de la presión es relevante para la comprobación del equilibrio estático del depósito (vuelco). Dadas sus altas frecuencias, puede considerarse que las presiones impulsivas y la inercia de las paredes del depósito, no contribuyen al momento de desestabilización, en la comprobación del depósito al vuelco.

A.2.2 Componente vertical de la acción sísmica

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

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

Siendo axisimétrica, esta presión hidrodinámica no produce esfuerzo cortante ni momento resultante en ninguna sección horizontal del depósito, ni justamente por encima o por debajo de la base.

A.2.3 Combinación de los efectos de las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica, incluyendo los efectos de otras acciones

La presión máxima combinada sobre las paredes del depósito debido a la acción sísmica horizontal y vertical se puede obtener aplicando la regla del apartado 3.2. La presión combinada se debería sumar a la presión hidrostática ejercida sobre la pared de un lado del depósito (aquel en que la pared se acelera hacia el líquido) y restar como succión a la opuesta. Se debería considerar que las presiones dinámicas ejercidas por las tierras y el agua del terreno actúan sobre toda la parte enterrada del depósito sobre el lado en el que la presión sísmica se considera como una succión. Las presiones el terreno se deberían evaluar basándose en el coeficiente de empuje del terreno en reposo.

A.3 Depósitos verticales circulares deformables apoyados en el suelo, unidos a la cimentación

A.3.1 Componentes horizontales de la acción sísmica

Normalmente no es conservador el considerar que un depósito es rígido (especialmente para depósitos de acero). En los depósitos flexibles, la presión del fluido se expresa habitualmente como la suma de tres contribuciones, denominadas: “rígida impulsiva”, “convectiva” y “flexible”. La tercera contribución satisface la condición de que la velocidad radial del fluido a lo largo de la pared es igual a la velocidad de deformación de la pared del depósito, así como las condiciones de velocidad vertical cero en el fondo del depósito y de presión cero en la superficie libre del fluido. El acoplamiento dinámico entre las componentes convectiva y flexible es muy pequeño, debido a las grandes diferencias entre las frecuencias de oscilación del fluido y la deformación de la pared, lo que permite determinar la tercera componente independientemente de las otras dos. Por esta razón, no se ven afectadas las componentes, rígida impulsiva y convectiva, examinadas en el capítulo A.2.

La distribución de la presión flexible depende de los modos de vibración del sistema depósito-fluido, de los cuales sólo son de interés aquellos que tengan una onda circunferencial, del tipo siguiente:

$$\phi(\zeta, \theta) = f(\zeta) \cos \theta \quad (\text{A.18})$$

En lo que sigue, el término “frecuencia fundamental” o “primera frecuencia” o “primer modo”, no está relacionado con los verdaderos modos fundamentales del depósito lleno, sino sólo con los modos propios del tipo de los descritos por la expresión (A.18).

La distribución radial de la presión impulsiva flexible sobre el fondo del depósito es cualitativamente la misma que la de la presión impulsiva rígida. Suponiendo que los modos son conocidos, la distribución de la presión flexible ejercida sobre las paredes tiene la forma:

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \cos \theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) A_{fn}(t) \quad (\text{A.19})$$

donde

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s(\zeta)}{H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s}{\rho} \frac{s(\zeta)}{H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (\text{A.20})$$

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n I_1(v_n / \gamma)}{v_n^2 I'_1(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.21})$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta}{v_n} \frac{I_1(v_n / \gamma)}{I'_1(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.22})$$

ρ_s es la densidad de la lámina de la pared, $s(\zeta)$ es su espesor y $A_m(t)$ es la respuesta en aceleración (respecto a su base) de un oscilador simple que tiene el periodo y el índice de amortiguamiento del modo n . Normalmente es suficiente el modo fundamental ($n=1$), de forma que en las expresiones (A.19), (A.21) y (A.22) desaparecen el índice del modo, n , y la suma total de todas las contribuciones modales.

En la mayor parte de los casos de depósitos flexibles, la presión $p_f(\cdot)$ de la expresión (A.19) proporciona la contribución predominante a la presión total, debido al hecho de que, mientras que el término rígido impulsivo –expresión (A.1)– varía con la aceleración del terreno $A_g(t)$, el término flexible –expresión (A.19) – varía con la respuesta en aceleración $A_m(t)$, la cual, para el rango habitual de periodos de los sistemas depósito-fluido, está considerablemente amplificada con respecto a $A_g(t)$.

Para determinar la deformada del primer modo del depósito, se propone el siguiente método iterativo. Se elige una primera deformada del modo para $f(\zeta)$, en las expresiones (A.18)-(A.22) (normalmente es una buena aproximación una deformada proporcional a ζ , especialmente para los depósitos esbeltos). Llamando $f^i(\zeta)$ a la deformada usada en la i -ésima iteración, se evalúa la densidad “efectiva” de la lámina de la pared como:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2g s(\zeta) f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (\text{A.23})$$

donde $p_f^i(\zeta)$ es el valor de la presión evaluada a partir de la expresión (A.19) en el paso i -ésimo. La densidad efectiva obtenida de la expresión (A.23) se puede utilizar entonces en el análisis estructural del depósito para evaluar la deformada del modo en la $(i+1)$ -ésima iteración, y así sucesivamente hasta que converja.

La frecuencia angular fundamental del sistema depósito-fluido se puede evaluar por medio de la siguiente expresión aproximada, para los depósitos de acero.

$$\omega_f = 2\pi \frac{\sqrt{E s(\zeta) / \rho H}}{R(0,157\gamma^2 + \gamma + 1,49)} \quad (\text{para } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.24})$$

donde E es el módulo de elasticidad del material de la pared del depósito.

El esfuerzo cortante en la base es:

$$Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (\text{A.25})$$

donde

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

El momento justamente por encima de la base del depósito se puede calcular como:

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

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 los términos de la presión debida a las componentes horizontales de la acción sísmica

A.3.2.1 Métodos generales

La respuesta en el dominio del tiempo de la presión total en depósitos flexibles es la suma de las respuestas en el dominio del tiempo de la presión impulsiva rígida (expresión (A.1)), la presión convectiva (expresión (A.7)) y la presión flexible (expresión (A.19)), teniendo cada una de ellas una distribución diferente a lo largo de la altura y una variación distinta en el tiempo. La variación temporal del esfuerzo cortante en la base producido por estas presiones (expresiones (A.3), (A.11) y (A.25)) es:

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

donde $A_{cn}(t)$ es la respuesta en aceleración absoluta o total de un oscilador simple con una frecuencia angular ω_{cn} (expresión (A.9)) y un índice de amortiguamiento apropiado para la respuesta convectiva bajo una aceleración de la base $A_g(t)$, mientras que $A_f(t)$ es la respuesta en aceleración (relativa a la base)

de un oscilador simple con frecuencia angular ω_f (expresión (A.24)) y con un amortiguamiento apropiado para el sistema depósito-fluido, sometido también a $A_g(t)$.

Si se conocen los máximos individuales de los términos de la expresión (A.29), por ejemplo, empleando un espectro de respuesta de las aceleraciones absolutas y relativas, se pueden obtener las presiones correspondientes en el depósito, necesarias para un análisis detallado de las tensiones, repartiendo la resultante de cada uno de los tres términos de la expresión (A.29) sobre las paredes y el fondo del depósito conforme a la distribución correspondiente de las presiones. Con el fin de facilitar el proceso de cálculo, las masas m_i , m_{cn} y m_f , la última de las cuales está basada en las deformadas supuestas para los primeros modos, se han calculado en función del coeficiente γ y están disponibles en forma de tablas o de diagramas en la bibliografía técnica especializada (véanse, por ejemplo, las figuras A.2(a), A.4(a) y las columnas 4 y 5 de la tabla A.2). Sin embargo, la utilización de la expresión (A.29) en combinación con los espectros de respuesta plantea el problema de la combinación de los máximos. Salvo que se calcule un espectro de respuesta en aceleración relativa para $A_f(t)$, no existe ninguna forma exacta para combinar el máximo de $A_g(t)$ con el de $A_f(t)$. De hecho, dado que la excitación sísmica y su respuesta no se pueden suponer independientes en el rango de frecuencias relativamente altas consideradas, la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados” (SRSS) no es suficientemente precisa. Por otro lado, la simple suma de los máximos individuales puede llevar a estimaciones demasiado conservadoras.

Teniendo en cuenta estas dificultades, diversos autores han propuesto diferentes métodos aproximados basados en la teoría anterior. Se exponen aquí someramente algunos de estos métodos, debidos a Veletsos y Yang, a Haroun y Housner, y a Scharf.

El método de Veletsos y Yang consiste en reemplazar la expresión (A.29) por la siguiente:

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

es decir, en suponer que la totalidad de la masa impulsiva responde con la aceleración absoluta amplificada del depósito flexible ($A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$) con una frecuencia angular ω_f (expresión (A.24)) y un amortiguamiento apropiado para el sistema depósito-fluido. El valor máximo de $A_{fa}(t)$ se obtiene directamente a partir del espectro de respuesta apropiado. El esfuerzo cortante total en la base se puede evaluar de forma aproximada mediante la expresión:

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

donde $(\varepsilon_o \cdot m)$ es la masa de la pared del depósito que participa efectivamente en el primer modo, m representa la masa total del sistema depósito-fluido y el coeficiente ε_o se puede determinar a partir de la tabla A.1:

Tabla A.1 — Masa de la pared del depósito que participa efectivamente en el primer modo, como fracción de la masa total, en el procedimiento de Veletsos y Yang

H/R	0,5	1,0	3,0
ε_o	0,5	0,7	0,9

El procedimiento de Veletsos y Yang proporciona una estimación del límite superior, aceptable para cocientes de H/R no mucho mayores que 1. Por encima de este valor se sugiere adoptar correcciones que reduzcan el conservadurismo. En vista de la naturaleza conservadora del método, en general se pueden ignorar los efectos inerciales del depósito.

En el método de Haroun y Housner, la expresión (A.29) se escribe de una forma apropiada para la utilización del espectro de respuesta:

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

Las masas m_i y m_f se dan en forma de gráficas, en función de H/R y s/R , así como las alturas a las que se deberían situar éstas para obtener el valor correcto del momento en la base. Los efectos inerciales de la pared del depósito se incluyen en los valores de las masas y de sus alturas.

Para combinar los valores máximos de las tres componentes en la expresión (A.32) se utiliza la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”.

Finalmente, basándose en el hecho de que las respuestas en aceleraciones absoluta y relativa no difieren considerablemente en el rango de frecuencias de interés, en el método de Scharf la expresión (A.29) se escribe como:

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

Para combinar los valores máximos de las tres componentes en la expresión (A.34), se utiliza la regla de “la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”.

$$Q = \sqrt{(m_i a_g)^2 + (m_f a_{fa})^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} a_{cn}\right)^2} \quad (A.34)$$

A.3.2.2 Procedimiento simplificado para depósitos cilíndricos con base fija

Siguiendo una línea similar a la del método de Veletsos y Yang, Malhotra, P.K. y otros han propuesto un método todavía más simplificado, que se resume a continuación.

Aquí también es de aplicación el apartado **A.2.1.4**, en lo que se refiere a los diferentes mecanismos de disipación de la energía por histéresis (y los valores asociados del coeficiente de comportamiento q) que caracterizan las diferentes componentes de la presión.

A.3.2.2.1 Modelo

El sistema depósito-líquido se modela mediante dos sistemas de un grado de libertad, uno correspondiente a la componente impulsiva, que se mueve en fase con la pared flexible, y el otro a la

componente convectiva. Las respuestas impulsiva y convectiva se combinan tomando su suma numérica.

Los periodos naturales de las respuestas impulsiva y convectiva, en segundos, se toman como:

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

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

donde

$H =$ altura hasta la superficie libre del líquido;

$R =$ radio del depósito;

$s =$ espesor uniforme equivalente de la pared del depósito (media ponderada a lo largo de la altura de contacto del líquido con la pared del depósito, el coeficiente de ponderación se puede tomar proporcional a la deformación unitaria en la pared; que es máxima en la base del depósito);

$\rho =$ densidad del líquido; y

$E =$ módulo de elasticidad del material del depósito.

Tabla A.2 — Coeficientes C_i y C_c de los periodos naturales, masas m_i y m_c y alturas h_i y h_c medidas desde la base del punto de aplicación de la resultante de la presiones ejercidas sobre la pared, para las componentes impulsiva y convectiva

H/R	C_i	C_c (s/m ^{1/2})	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

Los coeficientes C_i y C_c se obtienen de la tabla A.2. El coeficiente C_i es adimensional, mientras que si R se expresa en metros, C_c viene expresado en s/m^{1/2}.

Las masas impulsiva y convectiva, m_i y m_c , se dan en la tabla A.2 como fracciones de la masa total del líquido m , junto con las alturas medidas desde la base, h_i y h_c , del punto de aplicación de la resultante de las presiones hidrodinámicas impulsiva y convectiva ejercidas sobre la pared.

A.3.2.2.2 Respuesta sísmica

El esfuerzo cortante total en la base es:

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

donde

$m_w =$ masa de la pared del depósito;

$m_r =$ masa de la cubierta del depósito;

$S_e(T_{\text{imp}}) =$ aceleración espectral impulsiva, obtenida a partir de un espectro de respuesta elástica con un valor de amortiguamiento compatible con el estado límite considerado de acuerdo con el apartado **2.3.3.1**;

$S_e(T_{\text{con}}) =$ aceleración espectral convectiva, obtenida a partir de un espectro de respuesta elástica con un 0,5% de amortiguamiento.

El momento de vuelco en un punto situado justamente por encima de la placa de la base es:

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

h_w y h_r representan respectivamente las alturas de los centros de gravedad de la pared y de la cubierta del depósito.

El momento de vuelco en un punto situado justamente por debajo de la placa de la base viene dado por:

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

El desplazamiento vertical de la superficie del líquido debido a la respuesta convectiva viene dado por la expresión (A.15).

A.3.3 Componente vertical de la acción sísmica

Además de la presión $p_{\text{vr}}(\zeta, t)$ dada por la expresión (A.17), debida a que el depósito se mueve de forma rígida en la dirección vertical con la aceleración $A_v(t)$, existe una contribución a la presión, $p_{\text{vf}}(\zeta, t)$, debida a las deformaciones de la lámina de la pared consecuencia del modo de vibración “respiración radial” (“radial breathing mode”). Este término adicional se puede calcular como:

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

donde

$$f(\gamma) = 1,078 + 0,274 \ln \gamma \quad \text{para } 0,8 \leq \gamma < 4 \quad (\text{A.41a})$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{para } \gamma < 0,8 \quad (\text{A.41b})$$

$A_{vf}(t)$ es la respuesta en aceleración de un oscilador simple que posee una frecuencia igual a la frecuencia fundamental del modo de vibración axisimétrico del depósito con el fluido.

La frecuencia fundamental se puede estimar a partir de la expresión:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[\frac{2EI_1(\gamma_1)s(\zeta)}{\pi\rho H(1-\nu^2)I_o(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad (\text{para } \zeta = 1/3) \quad (\text{A.42})$$

donde

$$\gamma_1 = \pi/(2\gamma);$$

$I_0(\cdot)$ e $I_1(\cdot)$ son respectivamente las funciones de Bessel modificadas de orden 0 y 1;

E y ν son respectivamente el módulo de Young y el coeficiente de Poisson del material del depósito.

El valor máximo de $p_{vf}(t)$ se obtiene a partir del espectro de respuesta en aceleración vertical para los valores apropiados del periodo y del amortiguamiento. Si se desprecia la flexibilidad del suelo (véase el capítulo A.7) los valores de amortiguamiento aplicables son los del material de la lámina de la pared. El valor del coeficiente de comportamiento, q , adoptado para la respuesta debida a la componente impulsiva de la presión y a la inercia de la pared del depósito, se puede utilizar para la respuesta a la componente vertical de la acción sísmica. El valor máximo de la presión debida al efecto combinado de $p_{vr}(\cdot)$ y de $p_{vf}(\cdot)$ se puede obtener aplicando a los valores máximos individuales la regla de la “raíz cuadrada de la suma de los cuadrados”.

A.3.4 Combinación de los efectos de las componentes horizontal y vertical de la acción sísmica, incluyendo los efectos de otras acciones

La presión sobre las paredes del depósito se debería determinar de acuerdo con el apartado A.2.3.

A.4 Depósitos rectangulares

A.4.1 Depósitos rectangulares rígidos apoyados sobre el suelo, unidos a la cimentación

Para los depósitos cuyas paredes se puedan suponer rígidas, la presión total se obtiene de nuevo mediante la suma de una contribución impulsiva y de una contribución convectiva:

$$p(z, t) = p_i(z, t) + p_c(z, t) \quad (\text{A.43})$$

La componente impulsiva sigue la expresión:

$$p_i(z, t) = q_o(z) \rho L A_g(t) \quad (\text{A.44})$$

donde

L es la semi-anchura del depósito en la dirección de la acción sísmica;

$q_o(z)$ es una función que da la variación de $p_i(\cdot)$ con la altura, tal como se representa en la figura A.5 ($p_i(\cdot)$ es constante en la dirección ortogonal a la acción sísmica). La tendencia y los valores numéricos de $q_o(z)$ son muy próximos a los de un depósito cilíndrico con radio $R = L$ (véase la figura A.6).

La componente convectiva de la presión viene dada por una suma de términos modales (modos convectivos del fluido). Al igual que para los depósitos cilíndricos, la contribución dominante es la del modo fundamental:

$$p_{c1}(z, t) = q_{c1}(z) \rho L A_1(t) \quad (A.45)$$

donde

$q_{c1}(z)$ es una función mostrada en la figura A.7 junto con la contribución del segundo modo $q_{c2}(z)$, y

$A_1(t)$ es la respuesta en aceleración de un oscilador simple con la frecuencia del primer modo y el valor de amortiguamiento apropiado, cuando está sometido a una excitación en aceleración $A_g(t)$.

El periodo de oscilación del primer modo convectivo es:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{L / g}{\frac{\pi}{2} \tanh \left(\frac{\pi}{2} \frac{H}{L} \right)} \right)^{1/2} \quad (A.46)$$

El esfuerzo cortante en la base y el momento en la cimentación se pueden evaluar basándose en las expresiones (A.44) y (A.45). Los valores de las masas m_i y m_{c1} , así como los de las correspondientes alturas sobre la base, h_i y h_{c1} , calculadas para depósitos cilíndricos y dadas respectivamente por las expresiones (A.4), (A.12) y (A.6), (A.14), se pueden adoptar también para el cálculo de los depósitos rectangulares (reemplazando R por L), con un error menor del 15%.

A.4.2 Depósitos rectangulares flexibles apoyados sobre el suelo, unidos a la cimentación

Al igual que en el caso de los depósitos cilíndricos de sección circular, la flexibilidad de las paredes produce generalmente un aumento significativo de las presiones impulsivas, mientras que las presiones convectivas permanecen prácticamente invariables. Son pocos los estudios sobre la respuesta sísmica de los depósitos rectangulares flexibles y sus resultados no pueden expresarse de forma apropiada para su aplicación directa en el cálculo. Para el cálculo, una aproximación consiste en usar la misma distribución de la presión vertical que para las paredes rígidas (véanse la expresión (A.44) y las figuras A.5 y A.6), pero reemplazando la aceleración del suelo $A_g(t)$ en la expresión (A.44) por la respuesta en aceleración de un oscilador simple que tenga la frecuencia y el índice de amortiguamiento del primer modo impulsivo líquido-depósito.

Este periodo de vibración se puede aproximar por:

$$T_f = 2\pi(d_f / g)^{1/2} \quad (\text{A.47})$$

donde

d_f es la flecha de la pared sobre el eje vertical a la altura de la masa impulsiva, cuando la pared está solicitada por una carga uniforme de magnitud $m_i g / 4BH$ en la dirección del movimiento del suelo; $m_i g / 4BH$;

$2B$ es la anchura del depósito perpendicular a la dirección de la acción sísmica.

La masa impulsiva m_i se puede obtener como la suma de la obtenida a partir de la expresión (A.4), de la figura A.2(a) o de la columna 4 de la tabla A.2, más la masa de la pared.

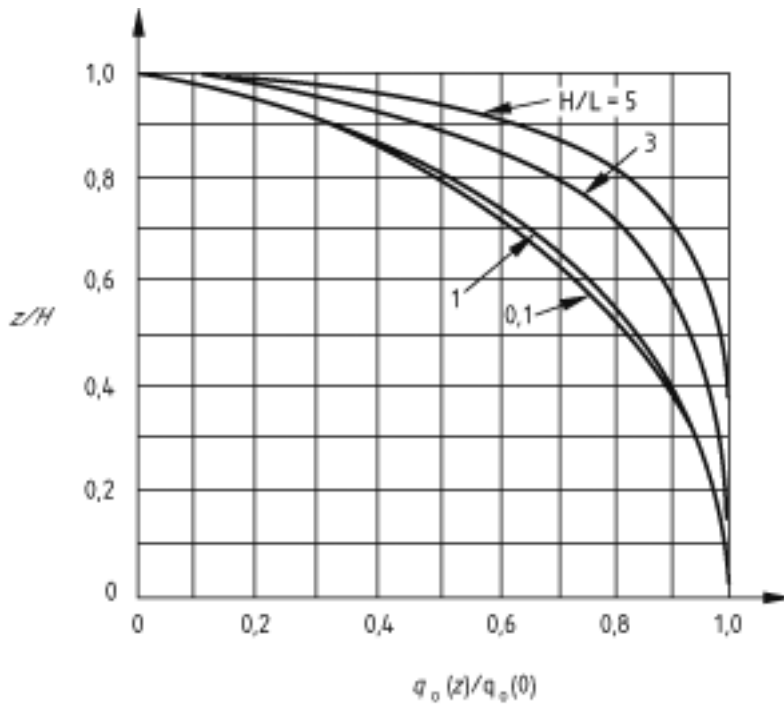


Figura A.5 — Distribución en altura de las presiones impulsivas adimensionales que actúan sobre la pared perpendicular a la componente horizontal de la acción sísmica de un depósito rectangular

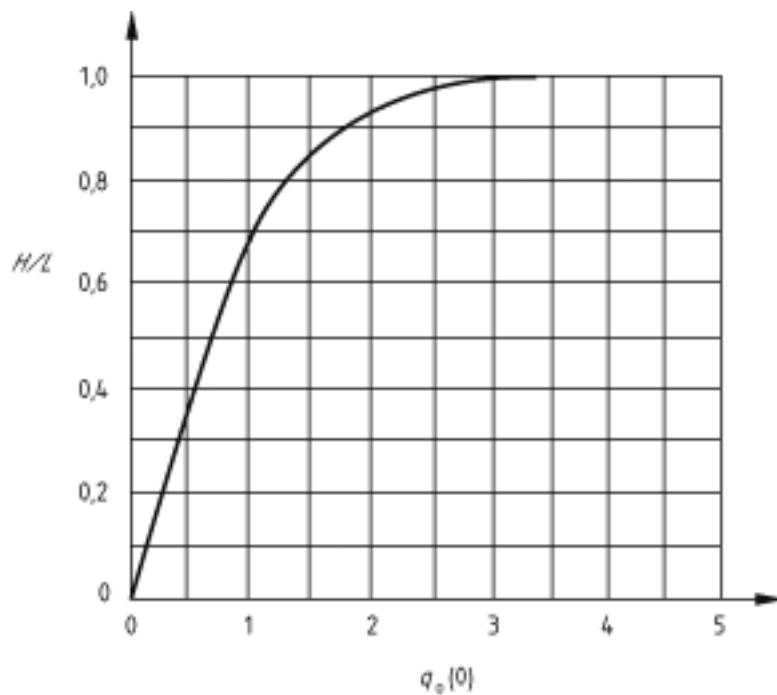


Figura A.6 – Valor máximo de las presiones impulsivas adimensionales que actúan sobre una pared rectangular perpendicular a la componente horizontal de la acción sísmica

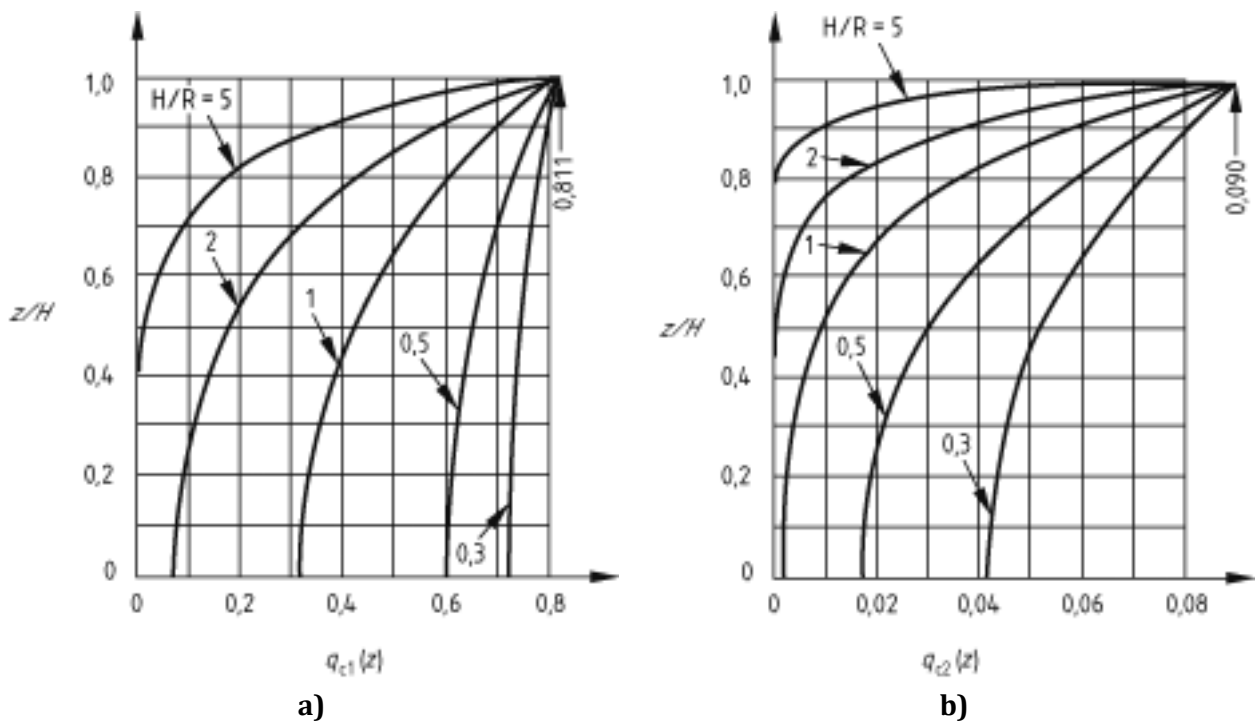
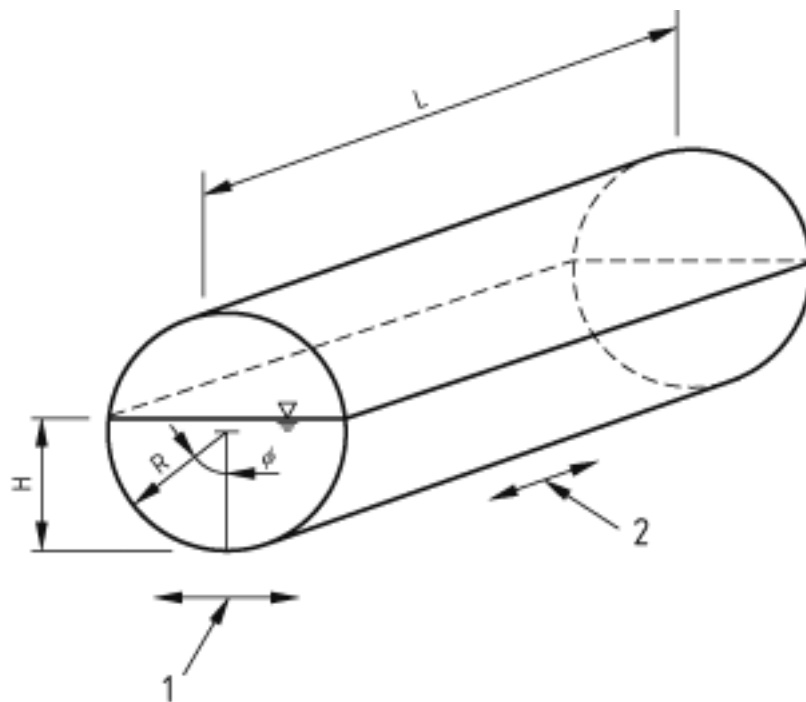


Figura A.7 — Presiones convectivas adimensionales que actúan sobre la pared perpendicular a la componente horizontal de la acción sísmica de un depósito rectangular

A.4.3 Combinación de los efectos de la acción debidos a las diferentes componentes y acciones

Se aplica el apartado A.2.1.6 en relación con los diferentes mecanismos de disipación de la energía por histéresis (y los valores asociados del coeficiente de comportamiento q) que caracterizan a las diferentes componentes de la presión. El apartado A.2.2 se puede aplicar para evaluar los efectos de la componente vertical de la acción sísmica y el apartado A.2.3 para la combinación de los efectos de las componentes horizontales y verticales, incluyendo los efectos de las demás acciones para la situación sísmica de cálculo.



Leyenda

- 1 Acción sísmica en dirección transversal
- 2 Acción sísmica en dirección longitudinal

Figura A.8 – Notación para un depósito cilíndrico con eje horizontal

A.5 Depósitos cilíndricos horizontales apoyados sobre el suelo

Los depósitos cilíndricos horizontales se deberían calcular para la acción sísmica a lo largo de los ejes longitudinal y transversal (véase la figura A.8 para notaciones).

Se pueden obtener valores aproximados de las presiones hidrodinámicas inducidas por la acción sísmica, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal, considerando un depósito rectangular con la misma profundidad al nivel del líquido, con la misma dimensión que la real en la dirección de la acción sísmica, y con una tercera dimensión (anchura) tal que se mantenga el volumen del líquido. Esta aproximación es suficientemente precisa a efectos de cálculo en un rango de H/R comprendido entre 0,5 y 1,6. Si H/R supera 1,6, se debería suponer que el depósito se comporta como si estuviese lleno, es

decir, con la masa total del fluido actuando solidariamente con el depósito.

A continuación, se describe una solución más precisa para la acción sísmica en la dirección transversal (perpendicular al eje) en depósitos parcialmente llenos.

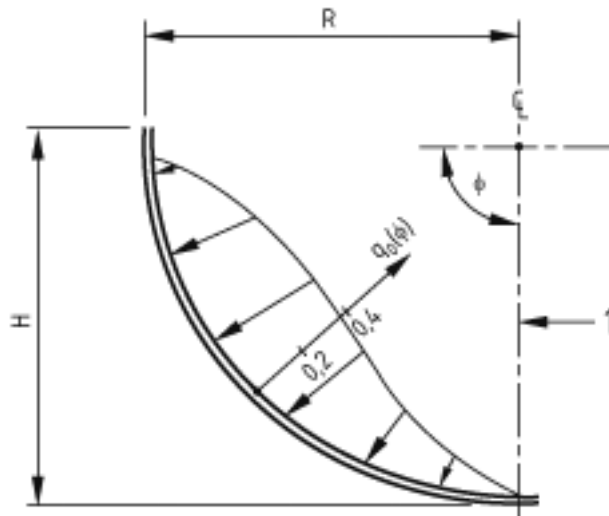
La distribución de la presión impulsiva viene dada por:

$$p_i(\phi) = q_o(\phi) \gamma R A_g(t) \quad (\text{A.48})$$

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

$$q_o(\phi) = \frac{4}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n)^2 - 1} \sin 2n \phi \quad (\text{A.49})$$

que se representa gráficamente en la figura A.9.



Leyenda

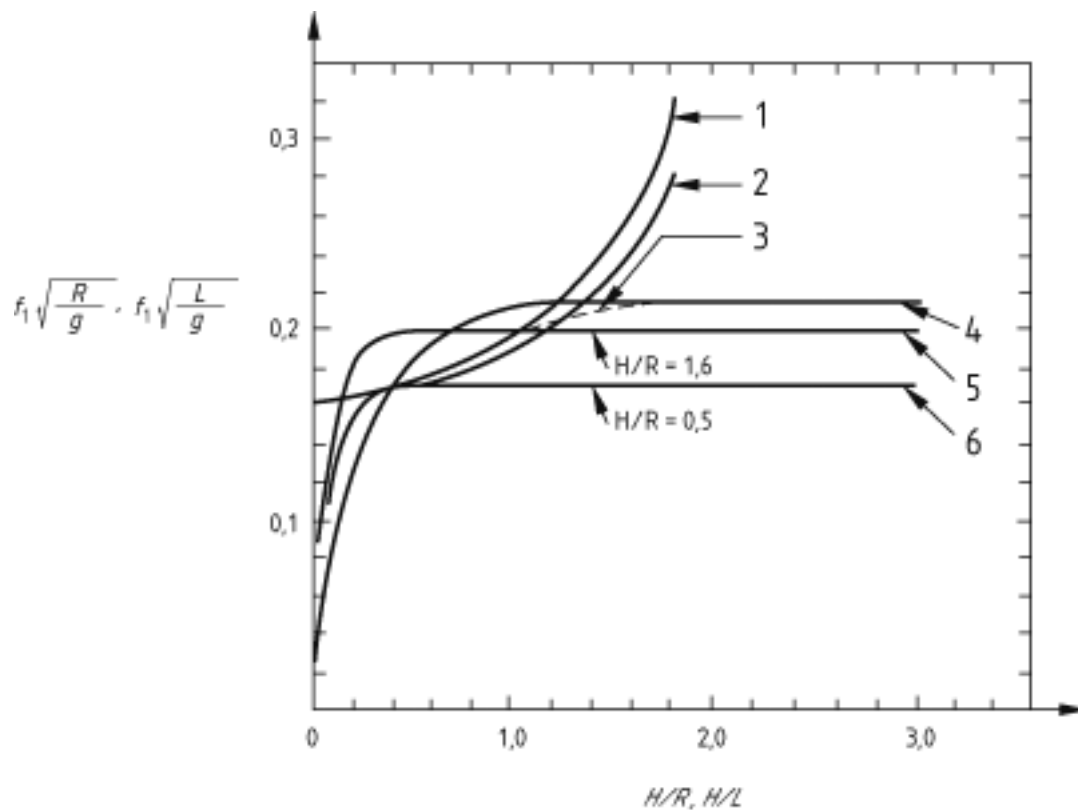
1 Presión anti-simétrica en relación con el eje del cilindro

**Figura A.9 – Presiones impulsivas que actúan sobre un cilindro horizontal con $H = R$.
Acción sísmica transversal**

Integrando la distribución de la presión, la masa impulsiva para $H = R$ resulta ser:

$$m_i = 0,4 m \quad (\text{A.50})$$

Como las presiones se ejercen en dirección radial, las fuerzas que actúan sobre el cilindro pasan por el centro de la sección circular y se debería suponer que tanto las masas impulsivas como las convectivas actúan en este punto.



Leyenda

- 1 Esfera
- 2 Cilindro horizontal, acción sísmica transversal
- 3 Cilindro vertical, base esférica
- 4 Cilindro vertical
- 5 Depósito rectangular (longitud: $2L$)
- 5 y 6 Cilindro horizontal, acción sísmica longitudinal (longitud: $2L$)

Figura A.10 – Frecuencia adimensional del primer modo convectivo para depósitos rígidos de diferentes formas

No hay soluciones disponibles para las presiones convectivas de forma que sean apropiadas para el cálculo. Cuando el depósito está aproximadamente a medio llenar ($H \cong R$), la masa del primer modo convectivo se puede evaluar como:

$$m_{c1} = 0,6 m \quad (\text{A.51})$$

Se considera que las expresiones (A.50) y (A.51) son aproximaciones razonables para valores de H/R comprendidos entre 0,8 y 1,2.

En la figura A.10 se representan las frecuencias del primer modo convectivo para depósitos rígidos de diferentes formas, incluyendo los cilindros horizontales con la acción sísmica actuando en las direcciones transversal o longitudinal en relación a su eje.

A.6 Depósitos elevados

En el modelo estructural que incluya también a la estructura de apoyo, el líquido del depósito se puede tener en cuenta considerando dos masas:

- una masa impulsiva m_i unida rígidamente a las paredes del depósito, situada a una altura h'_i o h_i por encima del fondo del depósito (expresiones (A.4) y, respectivamente, (A.6a), (A.6b));
- una masa m_{c1} , unida a las paredes por medio de un muelle de rigidez $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$, donde el valor de ω_{c1} viene dado por la expresión (A.9), situada a la altura h'_{c1} o h_{c1} (expresiones (A.12) y respectivamente (A.14a), (A.14b)).

La respuesta del sistema se puede evaluar por los métodos habituales de análisis modal y respuesta espectral.

En el caso más sencillo, el modelo global sólo tiene dos grados de libertad, correspondientes a las masas m_i y m_{c1} . Se debería añadir a m_i una masa Δm igual a la masa del depósito y una parte apropiada de la masa del apoyo. La masa $(m_i + \Delta m)$ se debería unir al terreno por medio de un muelle que represente la rigidez del apoyo.

Normalmente se debería incluir también en el modelo la inercia de rotación de la masa $(m_i + \Delta m)$ y el grado de libertad adicional correspondiente.

Un depósito elevado con forma de cono truncado invertido se puede considerar en el modelo como un cilindro equivalente, con el mismo volumen de líquido y un diámetro igual al del cono al nivel del líquido.

A.7 Efectos de la interacción suelo-estructura en depósitos apoyados sobre el suelo

A.7.1 Generalidades

El movimiento de la base de los depósitos cimentados en suelos relativamente deformables puede ser significativamente diferente del movimiento en campo libre; en general se modifica la componente de translación y aparece una componente de balanceo. Además, para el mismo movimiento de excitación, a medida que aumenta la flexibilidad del terreno, también aumentan el periodo fundamental del sistema depósito-fluido y el amortiguamiento total, reduciéndose el máximo de la respuesta. El aumento del periodo es más pronunciado en depósitos altos y esbeltos, ya que es mayor la contribución de la componente de balanceo. Sin embargo, la reducción de máximo de la respuesta es en general menor en depósitos altos, ya que el amortiguamiento asociado con el balanceo es menor que el asociado con una translación horizontal.

En la bibliografía técnica especializada, se extiende, para las componentes impulsivas (rígidas y flexibles) de la respuesta de los depósitos, un procedimiento sencillo propuesto inicialmente para edificios, consistente en aumentar el periodo fundamental y el amortiguamiento de la estructura, que se considera que descansa en un suelo rígido y está sometida al movimiento en campo libre. Se supone que la interacción suelo-estructura no afecta a los periodos ni a las presiones del modo convectivo. Se puede obtener una buena aproximación mediante el uso de un oscilador simple equivalente, con los parámetros ajustados para corresponderse con la frecuencia y con el máximo de la respuesta del sistema real. Para dicho método, diferentes autores dan las propiedades de este oscilador equivalente, en forma de diagramas en función de la relación H/R , para valores fijos de otros parámetros: relación del espesor de la pared s/R , amortiguamiento inicial, etc.

A.7.2 Procedimiento sencillo

A.7.2.1 Introducción

Se puede adoptar un procedimiento aproximado que se resume a continuación. Consiste en modificar por separado la frecuencia y el amortiguamiento de las contribuciones de las presiones impulsiva rígida e impulsiva flexible consideradas en los capítulos A.2 a A.5. En particular, para las componentes de la presión rígida impulsiva, cuyas respuestas en el dominio del tiempo vienen dadas por las aceleraciones en campo libre horizontal $A_g(t)$, y vertical $A_v(t)$, la inclusión de los efectos de la interacción suelo-estructura equivale a remplazar dichas respuestas en el dominio del tiempo por las funciones de respuesta en aceleración de un oscilador de un grado de libertad que tenga un periodo natural y un amortiguamiento tal como se especifica a continuación.

A.7.2.2 Periodos naturales modificados:

- ‘depósito rígido’, efecto impulsivo horizontal

$$T_i^* = 2\pi \left(\frac{m_i + m_o}{k_x \alpha_x} + \frac{m_i h_i^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right)^{1/2} \quad (\text{A.52})$$

- ‘depósito deformable’, efecto impulsivo horizontal

$$T_f^* = T_f \left(1 + \frac{k_f}{k_x \alpha_x} \cdot \left[1 + \frac{k_x h_f^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right] \right)^{1/2} \quad (\text{A.53})$$

- ‘depósito rígido’, vertical

$$T_{vr}^* = 2\pi \left(\frac{m_{\text{tot}}}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (\text{A.54})$$

- ‘depósito deformable’, vertical

$$T_{vd}^* = T_{vd} \left(1 + \frac{k_l}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (\text{A.55})$$

donde

m_i, h_i son la masa y la altura de la componente impulsiva;

m_o es la masa de la cimentación;

k_f es la rigidez del "depósito deformable" = $4\pi^2 \frac{m_f}{T_f^2}$;

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

$$k_l = 4\pi^2 \frac{m_l}{T_{vd}^2}, \text{ con } m_l = \text{masa del líquido};$$

k_x, k_θ, k_v son las rigideces horizontal, en balanceo y vertical de la cimentación; y

$\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ son coeficientes dependientes de la frecuencia que convierten las rigideces estáticas en rigideces dinámicas.

A.7.2.3 Valores de amortiguamiento modificados:

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

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^*/T)^3} \quad (\text{A.56})$$

donde

ξ_s es el amortiguamiento por radiación en el suelo; y

ξ_m es el amortiguamiento del material en el depósito.

Tanto ξ_s como ξ_m dependen del modo de vibración específico.

En particular para ξ_s :

– para el modo horizontal impulsivo del “depósito rígido”:

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

– para el modo horizontal impulsivo del “depósito deformable”:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_f}{k_x T_f^{*2}} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_f^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.58})$$

– para el modo vertical del “depósito rígido”:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_{tot}}{k_v T_{vr}^{*2}} a \frac{\beta_v}{\alpha_v} \quad (A.59)$$

donde

a es la frecuencia adimensional = $\frac{2\pi R}{V_s T}$ (V_s = velocidad de las ondas de cortante en el suelo);

$\beta_x, \beta_\theta, \beta_v$ son los coeficientes dependientes de la frecuencia que proporcionan los valores del amortiguamiento por radiación para los movimientos horizontales, verticales y de balanceo.

A.8 Diagramas de flujo del cálculo de los efectos hidrodinámicos en depósitos cilíndricos verticales

Los siguientes diagramas de flujo presentan una visión global de la determinación de los efectos hidrodinámicos en depósitos cilíndricos verticales sometidos a acciones sísmicas horizontales y verticales. Estos diagramas se refieren esencialmente a la aplicación del método de los espectros de respuesta.

El diagrama de flujo A.1 proporciona una visión global del proceso de cálculo y de la combinación de las diferentes componentes de la respuesta. En los diagramas de flujo A.2 a A.6 se tratan las diferentes componentes hidrodinámicas o componentes de la acción sísmica.

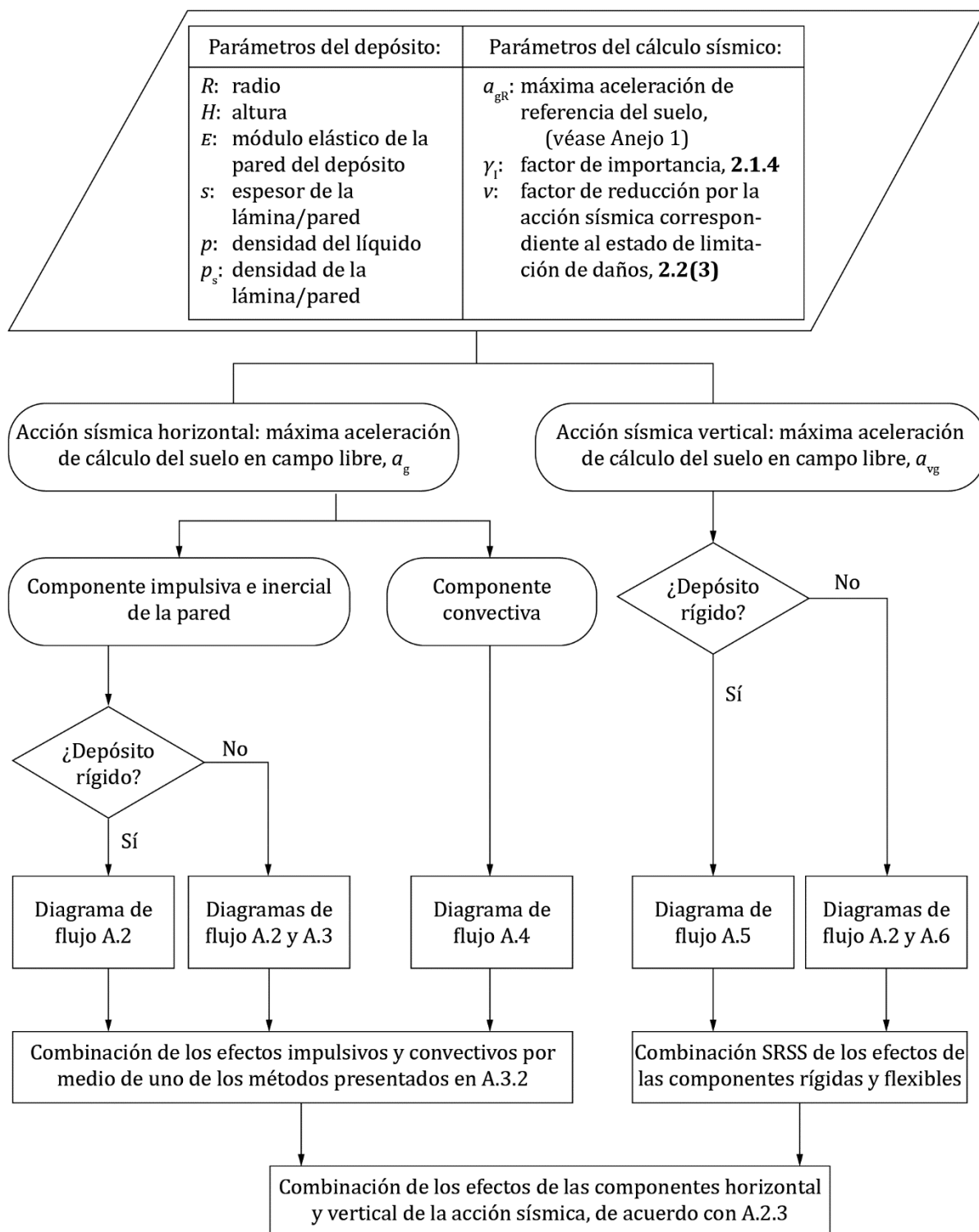


Diagrama de flujo A.1: Visión global/de conjunto de la determinación de los efectos hidrodinámicos en depósitos cilíndricos verticales anclados sobre el terreno, teniendo en cuenta la interacción suelo-estructura

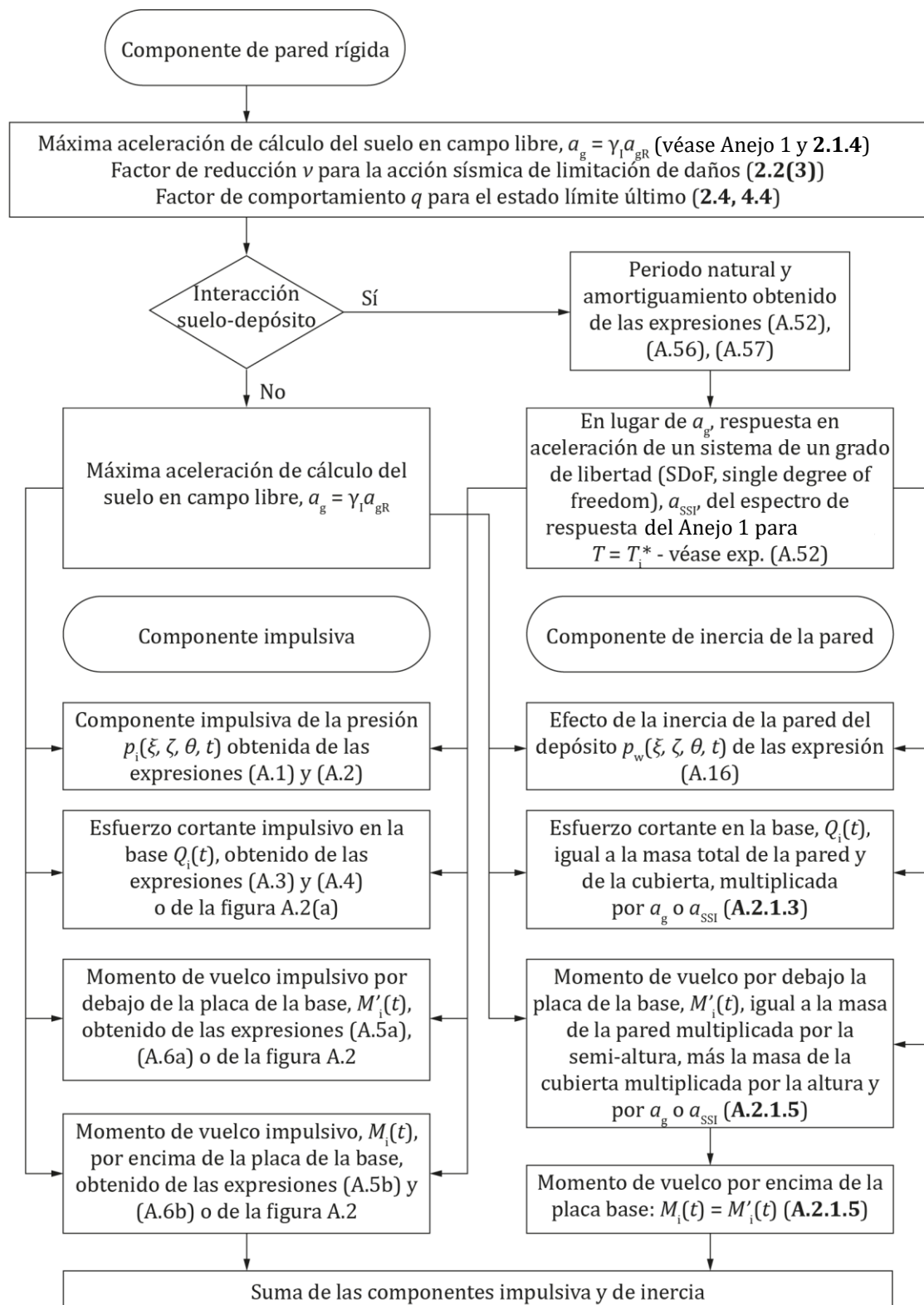


Diagrama de flujo A.2: Acción sísmica horizontal, componente impulsiva para una pared rígida (véanse A.2.1, A.7.2)

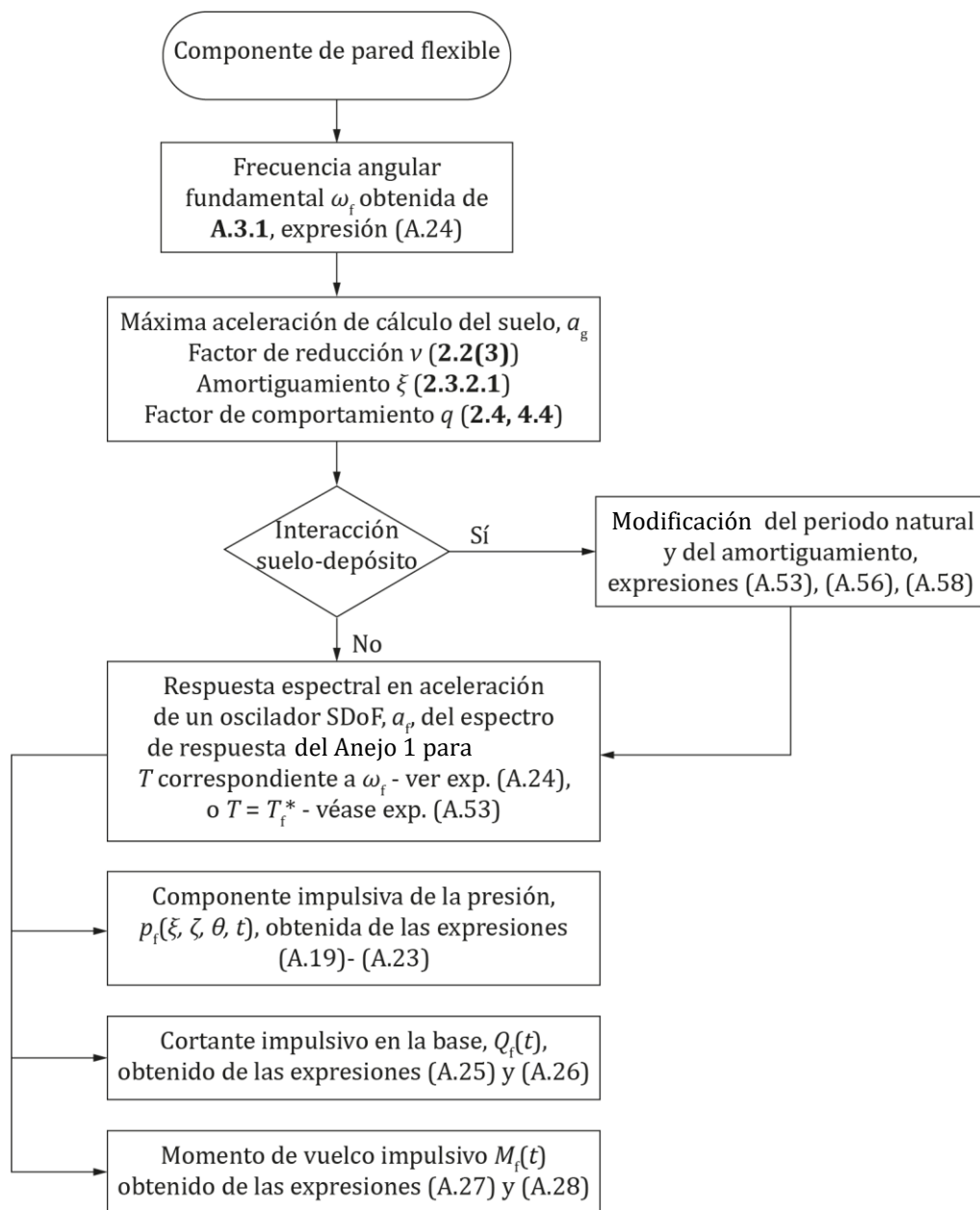


Diagrama de flujo A.3: Acción sísmica horizontal, componente impulsiva para una pared flexible (véanse A.3.1, A.7.2)

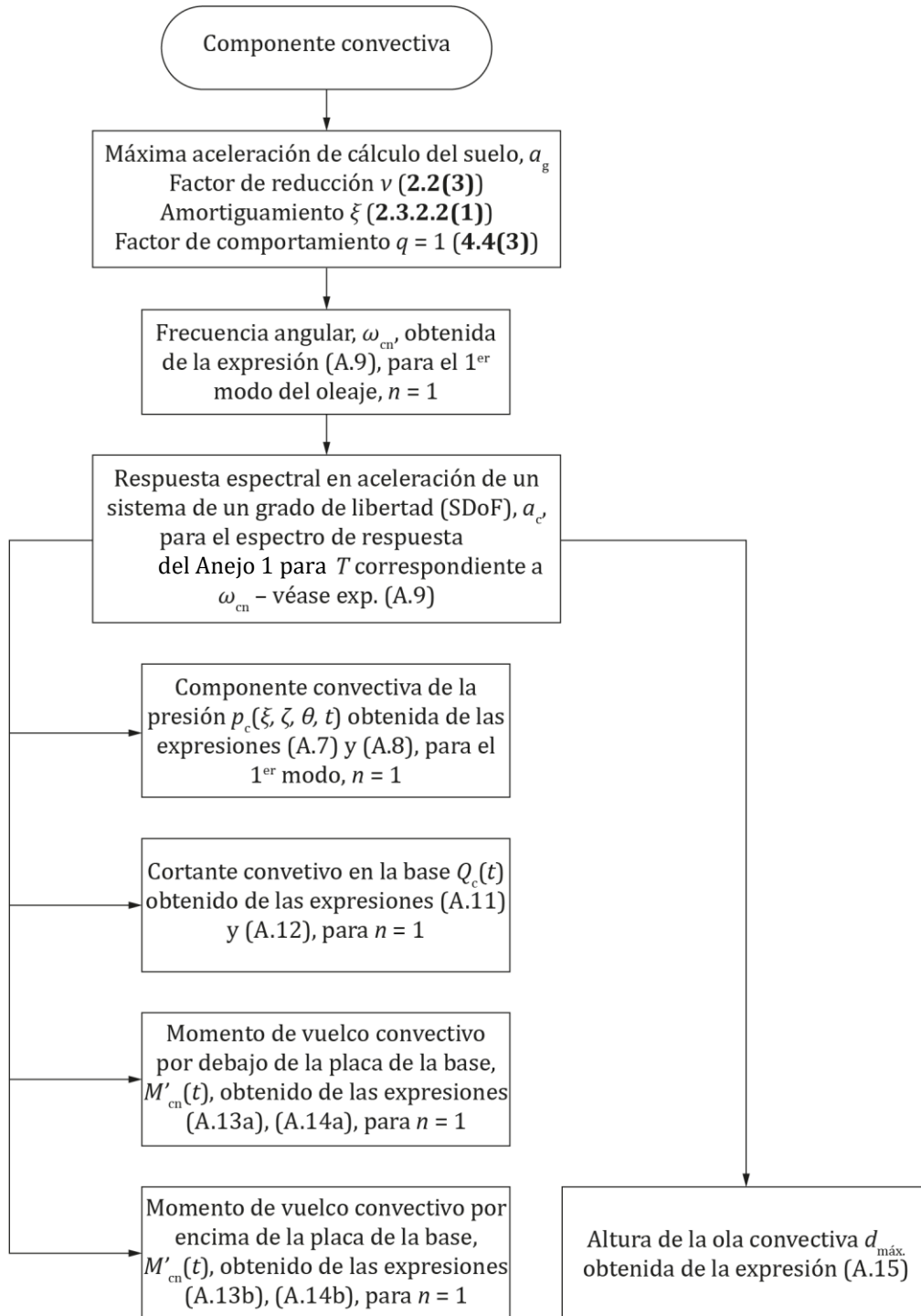


Diagrama de flujo A.4: Acción sísmica horizontal, componente convectiva (véase A.2.1)

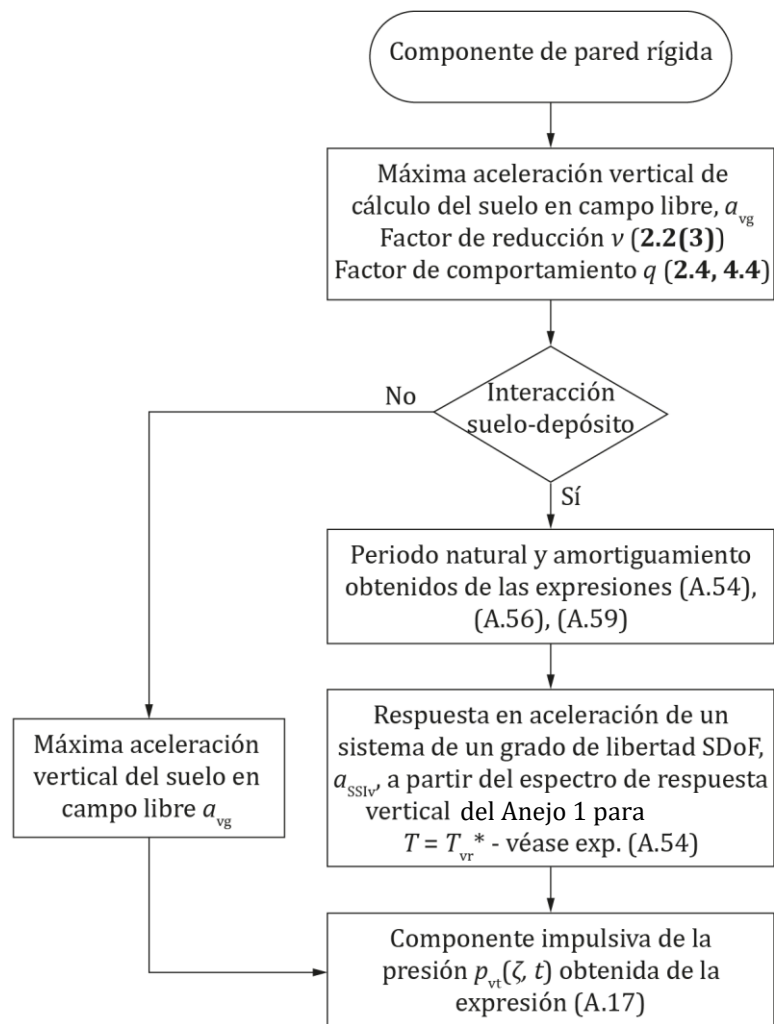


Diagrama de flujo A.5: Acción sísmica vertical, componente para una pared rígida (véanse A.2.2, A.7.2)

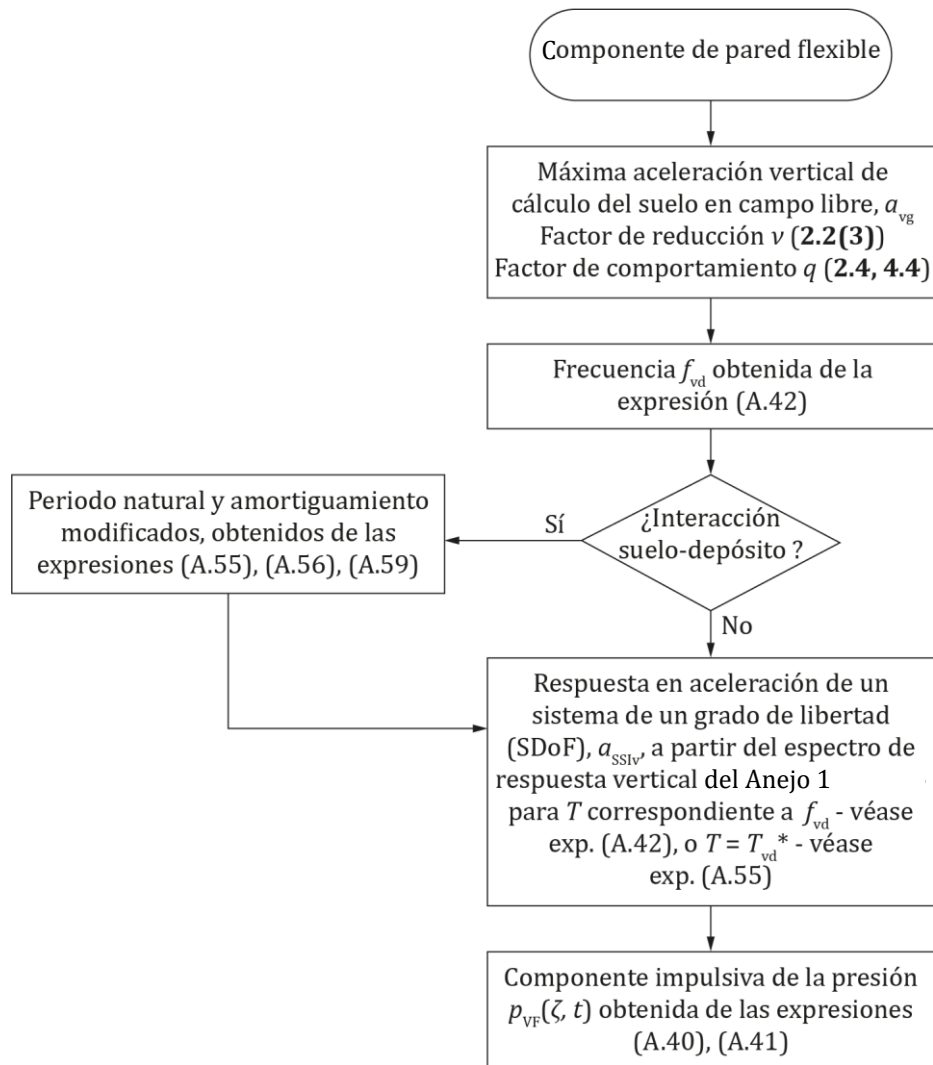


Diagrama de flujo A.6: Acción sísmica vertical, componente para una pared flexible (véanse A.3.3, A.7.2)

A.9 Depósitos apoyados sobre el suelo, no anclados a la cimentación

A.9.1 Generalidades

En los depósitos apoyados en el suelo que no estén anclados a la cimentación, se producirá levantamiento del fondo del depósito debido al momento de vuelco sísmico. Este levantamiento es más pronunciado en depósitos descubiertos. El levantamiento puede producir deformaciones plásticas en el depósito, especialmente en la placa de la base. Sin embargo, se deberían evitar las fisuraciones y las fugas de líquido por medio de un cálculo apropiado.

En la mayoría de los casos no se consideran los efectos del levantamiento, ni del movimiento de balanceo que lo acompaña, sobre la magnitud y la distribución de las presiones. Para la mayor parte de los casos esto es conservador, ya que el balanceo aumenta la flexibilidad del sistema y desplaza el periodo a un rango de menor amplificación dinámica de las fuerzas.

Para tratar este caso, se puede utilizar un procedimiento iterativo aproximado de cálculo de depósitos cilíndricos verticales, teniendo en cuenta el levantamiento y la naturaleza dinámica del problema. Los diagramas de flujo obtenidos por este procedimiento se aplican a los depósitos con cubierta fija y se refieren a valores específicos de parámetros, tales como la relación entre el espesor de la pared y el radio, la rigidez del suelo, el tipo de cimentación de la pared, etc.

Una vez que se conocen las presiones hidrodinámicas máximas, se hayan determinado considerando o no el levantamiento, el cálculo de las tensiones en el depósito es un problema de cálculo de estructuras estático, en el cual el proyectista tiene una cierta libertad de elección del nivel de sofisticación del método que utiliza. Para un depósito que se levante, un modelo preciso debería implicar necesariamente un modelo de elementos finitos no lineal para el depósito, el suelo y su superficie de contacto. Por medio de experimentos y cálculos más refinados se ha demostrado que los métodos directos que no necesitan el uso de ordenadores no son ni conservadores ni adecuados para tener en cuenta todas las variables que intervienen en el problema.

El efecto principal del levantamiento es aumentar la tensión de compresión vertical en la lámina de la pared, lo que es crítico para los modos de ruptura por pandeo. En el lado de la pared opuesta a la que se levanta, la compresión vertical es máxima y se producen tensiones de compresión circunferenciales en la lámina, debidas a la acción de membrana de la placa de la base.

Se acepta el que se produzca una plastificación por flexión en la placa de la base, y se considera apropiada una comprobación de la tensión de tracción máxima.

A.9.2 Fuerzas y tensiones de membrana de compresión vertical en la pared debidas al levantamiento

Para los depósitos cilíndricos de acero con cubierta fija apoyados sobre el suelo que son habituales en la industria petroquímica, el aumento de la fuerza de membrana vertical debido al levantamiento (N_u) con respecto a la tensión en el caso de anclado (N_a) se puede estimar por medio de la figura A.11, en función del momento de vuelco adimensional M/WH (W = peso total del líquido). Este aumento es muy significativo para los depósitos esbeltos. Para las cubiertas fijas, los valores indicados en la figura A.11 están del lado de la seguridad, ya que han sido calculados (mediante análisis estático por elementos finitos) suponiendo que el suelo portante es muy rígido (siendo el módulo de balasto del suelo en el modelo de Winkler $k = 4000 \text{ MN/m}^3$), lo que es una situación desfavorable para las fuerzas de membrana verticales.

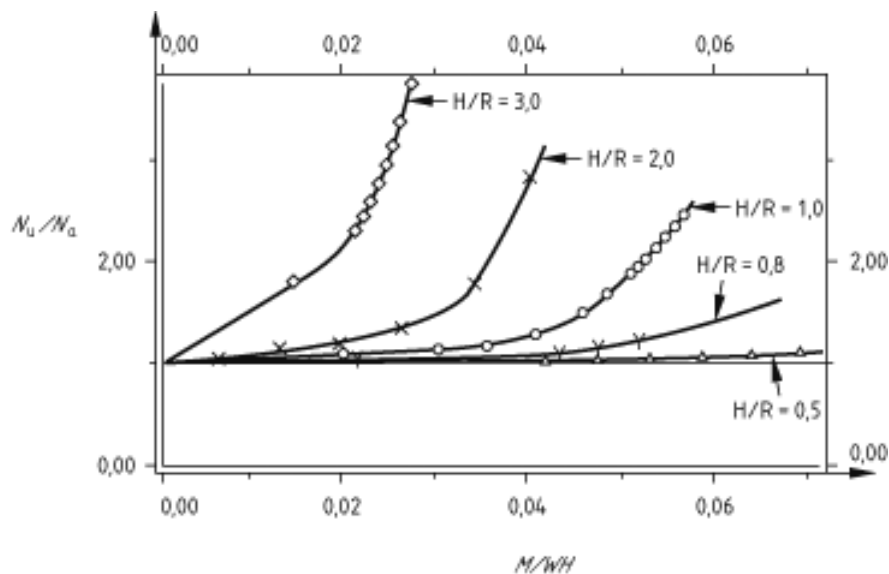


Figura A.11 – Relación entre la máxima fuerza de membrana axial de compresión para depósitos cilíndricos con cubierta fija apoyados sobre el suelo, sin anclar, y la correspondiente a depósitos anclados, en función del momento de vuelco

A.9.3 Levantamiento de la lámina de la pared y longitud levantada de la placa de la base

En la figura A.12 se representa, en función del momento de vuelco M/WH para diferentes valores de H/R , el valor del levantamiento vertical en el borde de la base, w , tal como se ha obtenido mediante un estudio paramétrico con modelos de elementos finitos realizado para depósitos cilíndricos de acero apoyados sobre el suelo no anclados de geometría habitual y con cubierta fija cargada con bastante peso. Los resultados de la figura A.12 infraestimarían el levantamiento en depósitos descubiertos o con cubierta flotante.

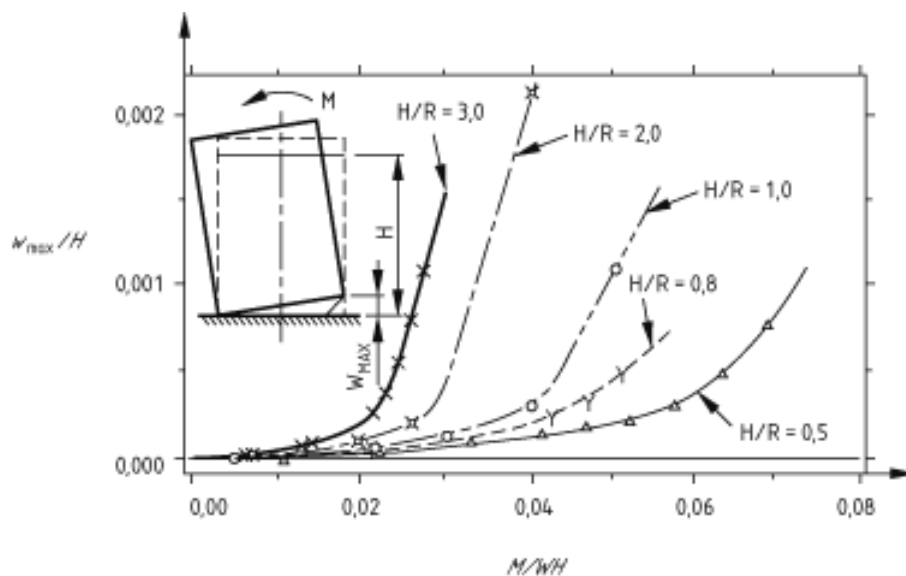


Figura A.12 – Valor máximo del levantamiento de depósitos cilíndricos con cubierta fija apoyados sobre el suelo y no anclados en función del momento de vuelco M/WH

Para evaluar las tensiones radiales de membrana en la placa es necesario conocer la longitud L de la parte levantada del fondo del depósito. En la figura A.13 se indican los resultados obtenidos para los depósitos con cubierta fija. Una vez que se produce el levantamiento, la dependencia de L con respecto al levantamiento vertical w es casi lineal.

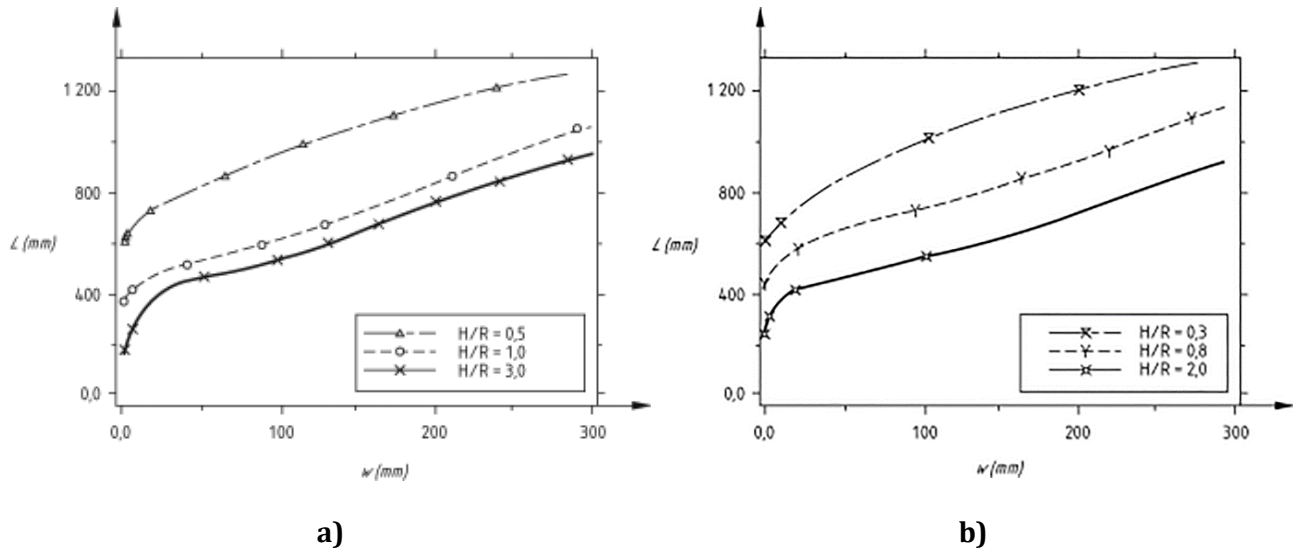


Figura A.13 – Longitud de la parte levantada de la base en depósitos cilíndricos con cubierta fija apoyados sobre el suelo y no anclados, en función del levantamiento vertical en el borde

A.9.4 Tensiones radiales de membrana en la placa de la base

La siguiente expresión permite estimar la tensión de membrana σ_{rb} en la placa de la base debida al levantamiento:

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

donde

s es el espesor de la placa de la base;

p es la presión en la base;

$\mu = 1 - L/(2R)$, con L = parte levantada de la base.

Cuando tiene lugar un levantamiento significativo en depósitos de gran diámetro, el estado de tensiones en la parte levantada de la placa de la base en el estado límite último está dominado por la flexión de la placa (incluyendo los efectos de la presión que actúa sobre la base del depósito) y no por las tensiones de membrana. En estos casos se debería utilizar el método de elementos finitos para el cálculo del estado de tensiones.

Este tipo de pandeo se ha observado en las partes de la lámina de la pared en las que el espesor se reduce con respecto al espesor de la base y/o la presión interior (que tiene un efecto estabilizador) se reduce también con respecto al valor máximo alcanzado en la base. Para los depósitos con un espesor de la pared constante o variable, la comprobación del pandeo elástico se debería efectuar en la base, así como en la pared por encima de la base. Debido al efecto estabilizador de la presión interior, la comprobación se debería basar en el valor mínimo posible de la presión interior en la situación sísmica de cálculo.

La comprobación se puede realizar de acuerdo con la reglamentación específica vigente o, en su defecto, con los documentos técnicos específicos que el autor del proyecto, bajo su responsabilidad, considere más adecuados.

Como una alternativa, se puede comprobar la siguiente desigualdad:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad (\text{A.62})$$

donde

σ_m es la tensión vertical máxima de membrana.

$$\sigma_{c1} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R} \quad (\text{A.63})$$

es la tensión crítica ideal de pandeo para cilindros solicitados en compresión axial, y

$$\sigma_p = \sigma_{c1} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{c1}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{c1} \quad (\text{A.64})$$

donde

$$\frac{\bar{p}}{p} = \frac{pR}{s\sigma_{c1}} < 5 \quad (\text{A.65})$$

con p representando el valor mínimo posible de la presión interior para la situación sísmica de cálculo,

$$\sigma_o = f_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \text{ if } : \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma \sigma_{c1}} \leq 2 \quad (\text{A.66a})$$

$$\sigma_o = \sigma \quad \text{si : } \lambda^2 \geq 2 \quad (\text{A.66b})$$

$$\text{con } \sigma = 1 - 1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (\text{A.67})$$

y δ/s designando la relación entre la amplitud máxima de las imperfecciones y el espesor de la pared, que se puede tomar como:

$$\frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (A.68)$$

donde

$a = 1$ para construcciones normales;

$a = 1,5$ para construcciones de buena calidad;

$a = 2,5$ para construcciones de muy buena calidad.

A.10.3 Colapso elasto-plástico

Esta forma de pandeo (“pie de elefante”) ocurre normalmente cerca de la base del depósito, y es debida a la combinación de tensiones de compresión verticales y de tensiones de tracción circunferenciales que inducen un estado de tensiones biaxial inelástico. En los depósitos con espesor de pared variable, la comprobación de este modo de pandeo no se debería limitar a la sección próxima a la base del depósito, si no que se debería extender a la sección del fondo de todas las partes de la pared que tengan un espesor constante.

La ecuación empírica desarrollada para comprobar esta forma de inestabilidad es:

$$\sigma_m = \sigma_{cl} \left[1 - \left(\frac{pR}{sf_y} \right)^2 \right] \left(1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right) \left[\frac{r + f_y / 250}{r + 1} \right] \quad (A.69)$$

donde

$$r = \frac{R / s}{400}$$

f_y es el límite elástico del material de la pared del depósito en MPa; y

p es el valor máximo posible de la presión interior para la situación sísmica de cálculo, en MPa.

Apéndice B

Recomendaciones para tuberías enterradas

B.1 Consideraciones generales de cálculo

- (1) Como regla general, las tuberías deberían descansar en suelos cuya capacidad para permanecer estables bajo la acción sísmica de cálculo haya sido comprobada. Cuando no se pueda satisfacer esta condición, deberían evaluarse de manera explícita la naturaleza y la amplitud de los fenómenos desfavorables y se aplicarán en el proyecto las medidas correctivas adecuadas.
- (2) Vale la pena mencionar dos casos extremos: la licuación del suelo y los movimientos de las fallas, ya que en general requieren unas soluciones de cálculo específicas para cada caso en particular.
- (3) Siempre que en terremotos pasados se ha producido licuación, ésta ha sido una de las principales causas de los daños ocasionados en las tuberías.
- (4) Dependiendo de las circunstancias, la solución puede requerir bien aumentar la profundidad de enterramiento (posiblemente encajando también las tuberías en conductos rígidos mayores) o bien situar la tubería por encima del suelo, apoyándola en pilares con una buena cimentación y situados a intervalos más bien importantes. En este último caso también se deberían considerar juntas flexibles para permitir los desplazamientos relativos entre los apoyos.
- (5) El cálculo para los movimientos de las fallas requiere estimar, y algunas veces postular, un cierto número de parámetros, incluyendo: la localización, el tamaño del área afectada, el tipo y la amplitud del desplazamiento de la falla. Con estos parámetros, la forma más sencilla de modelar el fenómeno es considerar un desplazamiento rígido entre las masas de suelo que estén en contacto en la falla.
- (6) El criterio general para minimizar el efecto de un desplazamiento impuesto es el de introducir un máximo de flexibilidad en el sistema sometido al desplazamiento.
- (7) En el caso considerado, esto se puede realizar:
 - reduciendo la profundidad de enterramiento, para reducir la coacción ejercida por el suelo;
 - disponiendo un gran foso para las tuberías, que se rellena con un material blando;
 - instalando la tubería por encima del terreno e introduciendo elementos de tuberías flexibles y extensibles.

B.2 Acciones sísmicas en tuberías enterradas

- (1) El movimiento que se propaga por debajo de la superficie del suelo está constituido por una combinación de ondas internas (de compresión, de cortante) y superficiales (Rayleigh, Love, etc.). La combinación real de estas ondas depende particularmente 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 ella, elíptico, etc.). A pesar de que los estudios geofísicos y sismológicos pueden proporcionar algunos datos, en general no pueden predecir la forma real de las ondas, por lo que tienen que plantearse hipótesis conservadoras.

(3) Una hipótesis frecuente es considerar sucesivamente que la forma de onda está constituida enteramente por un único tipo de ondas, el más desfavorable para cada efecto particular sobre la tubería.

(4) En este caso es fácil construir los trenes de ondas basándose en el contenido frecuencial del espectro de respuesta elástica apropiado para el emplazamiento, atribuyendo a cada componente de la frecuencia un valor estimado de la velocidad de propagación.

(5) Argumentos teóricos y numerosas simulaciones numéricas indican que las fuerzas de inercia debidas a la interacción entre la tubería y el suelo son mucho menores que las fuerzas inducidas por la deformación del suelo. Este hecho permite reducir el problema de la interacción suelo-tubería a un problema estático, es decir, a un problema en el que la tubería se deforma por el paso de una onda de desplazamiento, sin considerar los efectos dinámicos.

(6) En consecuencia, las fuerzas que actúan sobre la tubería se pueden obtener por un análisis en el dominio del tiempo, en el cual el tiempo es un parámetro cuya función es la de desplazar la onda a lo largo o a través de la estructura, estando esta última conectada al suelo por muelles radiales y longitudinales.

(7) A menudo se utiliza un método mucho más sencillo, debido a Newmark, cuya precisión se ha demostrado resulta comparable a la del procedimiento más riguroso descrito anteriormente y que ofrece, en todos los casos, una estimación límite superior para las deformaciones unitarias en la tubería, pues la supone lo suficientemente flexible como para seguir, sin deslizamiento ni interacción, la deformación del suelo.

(8) De acuerdo con este método el movimiento del suelo se representa por una sola onda sinusoidal:

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

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

(9) Se supone que el movimiento de la partícula se produce alternativamente a lo largo de la dirección de propagación (ondas de compresión) y en la dirección normal a ella (ondas de cortante). Por simplicidad, y a fin de tomar el caso más desfavorable, se adopta el eje de la canalización coincidente con la dirección de propagación.

(10) El movimiento longitudinal de las partículas produce en el suelo y en la tubería deformaciones unitarias dadas por la expresión:

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

cuyo valor máximo es:

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

donde

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

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

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

cuyo valor máximo es:

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

donde

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

(12) Para que se satisfaga la condición de adherencia perfecta entre la tubería y el suelo, la fuerza de rozamiento disponible por unidad de longitud debería equilibrar la variación de la fuerza longitudinal, lo que conduce a:

$$\tau_{av} = s E \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.6})$$

donde

E módulo de elasticidad de la tubería;

s espesor de la tubería; y

τ_{av} tensión de cortante media entre la tubería y el suelo, que depende del coeficiente de rozamiento entre el suelo y la tubería y de la profundidad de enterramiento.