



Criterios de diseño sísmico de tanques basado en confiabilidad objetivo

Tank seismic design criteria based on target reliability

Alamilla Jorge Luis (autor de correspondencia)
Instituto Mexicano del Petróleo
Correo: jalamill@imp.mx
<https://orcid.org/0000-0001-5082-9317>

Vai Rossana
Instituto Mexicano del Petróleo
Correo: rvai@imp.mx
<https://orcid.org/0000-0001-9755-009X>

Cortés-Salas Carlos
Instituto Mexicano del Petróleo
Correo: carloscortessalas@hotmail.com
<https://orcid.org/0009-0004-2156-5526>

Morales-Ramírez Enrique
Instituto Mexicano del Petróleo
Correo: enmorale@imp.mx
<https://orcid.org/0009-0007-4787-9779>

Resumen

Se propone un esquema práctico de diseño y/o revisión sísmica estática de tanques atmosféricos de almacenamiento; dicho esquema es completamente congruente con la filosofía y criterios de diseño establecidos en el código de diseño API STD 650. Las cargas sísmicas de diseño están asociadas a una probabilidad de excedencia dada en un lapso específico y se escalan por un factor que, contrariamente a lo establecido por API STD 650 (2020) y por el Manual de Diseño de Obras Civiles (2015), no es fijo, sino está vinculado con un nivel de seguridad objetivo. El factor de escala se estima en un marco de trabajo totalmente probabilista, en el que se consideran las principales fuentes de incertidumbre y la seguridad se cuantifica en términos de probabilidades de falla e índices de confiabilidad estructural. El enfoque que aquí se presenta es completamente general y puede adaptarse a cualquier planteamiento regulatorio. Se discute la aplicación del esquema probabilista a dos casos de estudio.

Descriptores: Confiabilidad de tanques, diseño sísmico, peligro sísmico.

Abstract

A practical scheme for static seismic design of aboveground steel storage tanks is described. This scheme is completely coherent with the design philosophy and criteria established in API STD 650. Design seismic loads comply with an exceedance probability during a time-lapse. In contrast with API STD 650 (2020) and the Manual de Diseño de Obras Civiles (2015), herein, design seismic loads are scaled by an uneven factor, related to a target reliability. The scale factor is estimated in a fully probabilistic framework; main sources of uncertainty are considered, and safety is expressed in terms of failure probabilities and structural reliability indices. The approach we present is completely general and could be adapted to other regulatory provisions. Two case studies are discussed.

Keywords: Tank reliability, seismic design, seismic hazard.

INTRODUCCIÓN

La solución más económica para el almacenamiento de productos químicos líquidos consiste en utilizar tanques cilíndricos, cuya geometría es ideal para resistir la presión hidrostática. Considerando tan solo las terminales de almacenamiento y despacho, las terminales marítimas y las refinerías de PEMEX, en México se almacenan más de 30 millones de barriles de petroquímicos, repartidos en unos 1,000 tanques atmosféricos superficiales. Casi un 20 % de los tanques de Pemex se encuentra en las zonas sísmicas C y D, de acuerdo con la clasificación del Manual de Diseño de Obras Civiles (2015); en lo que sigue, este manual se denominará CFE-INEEL (2015). En esos tanques se almacenan más de 4 millones de barriles de petroquímicos. El colapso, o daño severo de tanques, comúnmente causa incendios, impacto ambiental, escasez de energía, daños a las instalaciones, pérdidas económicas y paros de producción. La relevancia socio económica y ambiental de preservar la integridad de dichas instalaciones estratégicas se convierte en la necesidad de que el diseño estructural sea confiable. A pesar de las disposiciones estrictas contenidas en los códigos de diseño actualmente vigentes, no solo en México sino en diferentes partes del mundo, es un hecho que los tanques de almacenamiento de productos químicos siguen presentando daños por la ocurrencia de movimientos sísmicos intensos (e.g. D'Amico, 2018; Yoshida, 2018).

Las primeras investigaciones acerca de la respuesta estructural de los tanques se realizaron a finales del siglo XIX (ver la reseña histórica en Rammerstorfer *et al.*, 1990 y Razzaghi, 2023), pero solo a mediados de 1900 se publicaron las primeras formulaciones de diseño sísmico de tanques aplicadas a la práctica ingenieril (Housner, 1954 y 1957); a la fecha, el trabajo de Housner sigue siendo la referencia clásica para los reglamentos de diseño y construcción tanto en México como en Estados Unidos (con aportaciones adicionales de Wozniak & Mitchell, 1978). En México, el diseño sísmico de tanques se rige por las recomendaciones contenidas en CFE-INEEL (2015); en Estados Unidos, los tanques actualmente se diseñan conforme con la norma API STD 650 (2020) y en otros países se siguen las reglamentaciones locales (las diferencias sustanciales entre los principales códigos se discuten en Hamdan, 2000, Jaiswal *et al.*, 2007, y Ozdemir *et al.*, 2010).

Comparando CFE-INEEL (2015) y API STD 650 (2020), se constata que la demanda sísmica se calcula con base en el mismo modelo (i.e. Housner, 1954 y 1957). Por otro lado, el reglamento mexicano prescribe un diseño por estados límites de falla (que considera el comportamiento no lineal del tanque mediante el dise-

ño ante demandas sísmicas reducidas, igual al diseño de edificios), mientras que el reglamento de Estados Unidos sigue un criterio de esfuerzos permisibles (el estado límite es el de fluencia, el diseño está basado en un comportamiento elástico ante demandas sísmicas de diseño asociadas a probabilidades de excederse en un periodo de tiempo dado). En el anexo A se presenta una tabla comparativa de los dos reglamentos (Tabla A1).

Desde las publicaciones de Housner (e.g. 1954 y 1957), los investigadores han refinado los modelos mecánicos equivalentes que se pueden utilizar para describir y representar el comportamiento de los tanques (e.g. Fischer, 1979; Haroun, 1980; Veletsos, 1984; Veletsos & Tang, 1986; Natsiavas & Babcock, 1987; Veletsos & Tang, 1992; Fischer *et al.*, 1991; Veletsos *et al.*, 1992; Malhotra & Veletsos, 1994; Malhotra, 2005), sin por ello descuidar enfoques marcadamente prácticos (e.g. Malhotra, 1997 y 2000; Calvi & Nascimbene, 2023). En años más recientes, con el aumento de la capacidad y potencia de cómputo, los modelos mecánicos equivalentes han ido perdiendo relevancia y el diseño de tanques involucra análisis con métodos numéricos para determinar la respuesta estructural ante las correspondientes cargas de diseño (Razzaghi, 2023; Sánchez- Sánchez *et al.*, 2004).

Debido a las incertidumbres inherentes en los modelos mecánicos y propiedades estructurales, así como las asociadas a las cargas sísmicas, actualmente la mejor forma de establecer criterios de diseño sísmico es en un esquema de trabajo probabilista mediante la evaluación de la seguridad estructural. Con este tipo de enfoque se plantea que la estructura no exceda un estado límite de daño con un nivel de probabilidad dada, en un intervalo de tiempo prescrito; el estado límite de daño rigurosamente está asociado a un desempeño estructural físico. En ningún reglamento o procedimiento de diseño sísmico de tanques se prescribe diseñar para valores objetivos de seguridad estructural y casi no se han publicado trabajos en los cuales se propone evaluar la probabilidad de alcanzar un nivel de estado límite dependiendo de la intensidad sísmica (e.g. Phan *et al.*, 2019; Razzaghi, 2023).

Un tanque es una estructura importante clasificada como tipo A, que puede presentar diferentes modos de falla, los cuales están asociados a demandas de cortante y momento. Un estado de daño (pandeo, levantamiento, deslizamiento) en el tanque implica la ocurrencia de un modo de falla, la estructura incursiona en un estado límite indeseable de daño y tiene que ser sustituida por otra. Por otro lado, una vez que un edificio (i.e. una estructura de tipo B) experimenta algún nivel de daño, la estructura generalmente puede ser reparada o inclusive continúa resistiendo las demandas sísmicas correspondientes sin reparación alguna. A diferencia de los edifi-

cios, los tanques carecen de mecanismos para disipar energía sísmica de forma dúctil, a menos que el anclaje o la cimentación proporcionen dicha disipación (Malhotra, 2000). Por lo anterior, en este trabajo se adoptan las formulaciones y filosofía de diseño por esfuerzos permisibles de API STD 650 (2020), en lugar del criterio diseño por estados límites adoptado en CFE-INEEL (2015).

En API STD 650 (2020), se indica que, originalmente, la aceleración espectral de diseño estaba asociada a una probabilidad de excederse un 10 % en 50 años (periodo de retorno de 475 años). En zonas con alta sismicidad, dicha elección se asumía como razonable; mientras que, en regiones con baja sismicidad, utilizar un periodo de retorno de 475 años implicaba subestimar la amenaza sísmica. Esta subestimación se debe a que, en regiones de baja sismicidad (e.g. A y B, de acuerdo con la clasificación de CFE-INEEL, 2015), las aceleraciones son generalmente pequeñas, menores de 100 gal, mientras que los grandes sismos con aceleraciones significativas ocurren con periodos de retorno largos. Entonces, el movimiento de referencia del terreno se modificó considerando el 2 % de probabilidad de excederse en 50 años (periodo de retorno de 2,475 años). Al respecto, en API STD 650 (2020), se señala que las consecuencias económicas de diseñar para este periodo de retorno mucho más grande son imprácticas; por lo anterior, se prescribió reducir la pseudo aceleración de diseño asociada a un periodo de retorno 2,475 años por un factor de escala, que se asocia a la sobre resistencia inherente en las estructuras y es fijo. El inconveniente de esta especificación normativa es que la seguridad estructural entre diseños puede diferir significativamente y algunos diseños pueden resultar muy conservadores, con costos subóptimos.

En este trabajo se plantea que los diseños estructurales satisfagan un nivel de confiabilidad objetivo preestablecido, de manera que el factor de escala pueda cambiar entre diseños. En las siguientes secciones se ilustra el marco teórico adoptado para estimar la seguridad estructural y se discuten dos casos de estudio. Hasta el momento, la normatividad vigente no contempla la evaluación probabilista del factor de escala; sin embargo, los resultados obtenidos para los casos de estudio evidencian el impacto del peligro sísmico local y la importancia de evaluar el factor de escala con base en confiabilidad estructural.

MARCO TEÓRICO DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL

Un tanque es seguro, o no fallará, si su capacidad estructural para soportar el embate de cargas sísmicas es mayor que la demanda sísmica a la que es expuesto du-

rante cada evento sísmico que ocurra en su vida de servicio; es decir, la estructura no excede el estado límite de falla (fluencia o carga crítica de pandeo). Aquí, en un escenario incierto, la seguridad estructural se cuantifica en términos de un factor de seguridad aleatorio que se define como el cociente de la capacidad estructural entre la demanda sísmica. Así, la falla del tanque ocurre si dicho cociente es menor de uno y, por el contrario, el tanque sobrevive si el factor de seguridad es mayor de uno. La capacidad y demanda se describen a continuación.

CAPACIDAD ESTRUCTURAL

En los tanques, la presión hidrodinámica causada por el movimiento sísmico del terreno se estima dividiendo la masa fluida en dos fracciones independientes. Una parte permite representar la respuesta inercial del fluido, i.e. respuesta impulsiva. La otra parte permite representar el chapoteo del fluido, i.e. respuesta convectiva. Se puede demostrar (e.g. Veletsos, 1984) que ambas respuestas, impulsiva y convectiva, dependen linealmente de la pseudo aceleración; por otro lado, el amortiguamiento y el periodo estructural utilizados para estimar la pseudo aceleración son diferentes según se considere una u otra respuesta. Debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico de intensidad sísmica dada, de acuerdo con API STD 650 (2020) el tanque deberá tener una capacidad estructural para resistir los siguientes elementos mecánicos: un cortante basal, un momento en la base y un momento en la cimentación. Cortante basal y momento en la base son resultantes de las presiones hidrodinámicas en las placas que conforman las paredes del tanque (Figuras 1a y 1b). El momento en la cimentación es la suma del momento en la base y del momento resultante por las presiones hidrodinámicas en las placas que conforman la base del tanque (Figura 1c). El planteamiento que aquí se presenta está en términos de fuerza y momentos resultantes, no se analiza la distribución de esfuerzos en las placas. Se desprecia el efecto inducido por la aceleración vertical del terreno y los esfuerzos hidrostáticos.

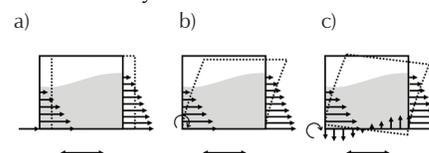


Figura 1. Distribución de presiones hidrodinámicas que actúan sobre la estructura de un tanque sujeto a aceleración sísmica horizontal del terreno. El líquido almacenado está representado en gris claro. a) Las presiones en la pared pueden inducir falla por cortante basal, b) o por momento en la base. c) Las presiones horizontales en conjunto con las verticales pueden inducir falla por un momento en la cimentación

El cortante basal ($v_D = v_D(\mathbf{d}, c_I s_a / c_R)$), los momentos en la base ($m_D = m_D(\mathbf{d}, c_I s_a / c_R)$) y en la cimentación ($m'_D = m'_D(\mathbf{d}, c_I s_a / c_R)$) se cuantifican de acuerdo con las expresiones descritas en el Anexo A de este trabajo (en la sección "Nomenclatura" se desglosa y aclara la notación utilizada en todo el documento). Dichas expresiones están especificadas en API STD 650 (2020) y describen en forma determinista la capacidad estructural a cortante y momentos en la base y cimentación, para las cuales la estructura se diseña asumiendo una aceleración igual a $c_I s_a / c_R$. \mathbf{d} es un vector de parámetros de diseño y c_I es el factor de importancia (I en API STD 650, 2020). c_R es el factor por el que se divide la aceleración espectral s_a y que se vincula con la seguridad estructural del sistema; $Q = 1 / c_R$ en API STD 650 (2020).

Spritzer & Guzey (2017) concluyen que las estimaciones de API STD 650 (2020 y ediciones anteriores que presentan la misma formulación) son generalmente aceptables cuando son comparadas con las de otros códigos. Por lo que concierne la validación API STD 650 con otros modelos (e.g. Fischer, 1979; Fischer *et al.*, 1991; Peek & Jennings, 1988) o simulaciones con elemento finito (e.g. Hosseinzadeh *et al.*, 2013; Flores *et al.*, 2009) se han reportado tanto sub como sobre estimaciones. Las diferencias entre resultados son generalmente inferiores a 20 %, aunque en casos muy específicos pueden diferir más (e.g. Salem *et al.*, 2022). Aquí, las incertidumbres en los parámetros y en los modelos utilizados se toman en cuenta mediante una variable aleatoria epistémica que se introduce más adelante.

DEMANDA SÍSMICA

Durante su ciclo de vida, el tanque estará sometido a diferentes movimientos de intensidad $Y = y$, donde Y es variable aleatoria de la aceleración máxima horizontal del terreno. Bajo la ocurrencia de un evento sísmico de intensidad Y , el tanque estará sometido a un cortante basal (V_A) y momentos en la base y en la cimentación (M_A y M'_A , respectivamente), donde V_A , M_A y M'_A son variables aleatorias debido a que Y lo es. V_A , M_A y M'_A describen la demanda sísmica correspondiente y se cuantifican con base en las ecuaciones utilizadas para v_D , m_D y m'_D (Ecs. de A1 a A12). La diferencia estriba en que en las expresiones de la demanda sísmica $c_I \equiv 1$, $c_R \equiv 1$, y en $s_{ai}(Y, t_i)$ y $S_{ac}(Y, t_c)$ la intensidad sísmica Y es aleatoria. En este caso, el factor de importancia y el factor de escala se consideran unitarios debido a que la demanda sísmica está asociada con la aceleración espectral real que afecta a la estructura. Por otro lado, los coeficientes $r_{wi} \cdot r_{wc}$ mantienen los valores correspondientes porque representan sobre resistencia y redundancia propias de la estructura (API STD 650, 2020). En

conclusión, la expresión analítica del cortante basal y de los momentos que realmente actúan sobre el tanque está dada por las siguientes ecuaciones:

$$V_A = \sqrt{\left[\frac{S_{ai}(Y, t_i)}{r_{wi}} (w_s + w_r + w_f + w_i) \right]^2 + \left[\frac{S_{ac}(Y, t_c)}{r_{wc}} w_c \right]^2} \quad (1)$$

$$M_A = \sqrt{\left[\frac{S_{ai}(Y, t_i)}{r_{wi}} (w_s h_s + w_r h_r + w_i h_i) \right]^2 + \left[\frac{S_{ac}(Y, t_c)}{r_{wc}} (w_c h_c) \right]^2} \quad (2)$$

$$M'_A = \sqrt{\left[\frac{S_{ai}(Y, t_i)}{r_{wi}} (w_s h_s + w_r h_r + w_i h'_i) \right]^2 + \left[\frac{S_{ac}(Y, t_c)}{r_{wc}} (w_c h'_c) \right]^2} \quad (3)$$

donde todos los términos están definidos en la sección "Nomenclatura". S_{ai} y S_{ac} dependen de la aceleración máxima real del terreno que varía entre las aceleraciones mínima y máxima de interés, asociadas a distintos períodos de retorno. S_{ai} y S_{ac} deben ser consistentes con las Ecs. A17 y A18, y se definen de la siguiente manera:

$$S_{ai}(Y, t_i) = 2.5 Y \quad (4)$$

$$S_{ac}(Y, t_c) = \begin{cases} \frac{k1.25Y}{t_c} & t_c \leq t_L \\ \frac{k1.25Yt_L}{t_c^2} & t_c > t_L \end{cases} \quad (5)$$

Si la fuerza sísmica no estuviera estimada con base en la aceleración máxima del terreno, en lugar de utilizar las Ecs. A17 y A18, 4 y 5, se debe contar con las tasas de excedencia de seudo aceleración impulsiva y convectiva para el sitio bajo estudio.

FACTOR DE SEGURIDAD Y CONFIABILIDAD ESTRUCTURAL

Los factores de seguridad asociados a cortante, momento en la base y momento en la cimentación se expresan en términos de sus capacidades y demandas sísmicas respectivas, como sigue:

$$Z_V = X_V \frac{v_D(\mathbf{d}, c_I s_a / c_R)}{V_A(\mathbf{d}, Y)} \quad (6)$$

$$Z_M = X_M \frac{m_D(\mathbf{d}, c_I s_a / c_R)}{M_A(\mathbf{d}, Y)} \quad (7)$$

$$Z_{M'} = X_{M'} \frac{m'_D(\mathbf{d}, c_I s_a / c_R)}{M'_A(\mathbf{d}, Y)} \quad (8)$$

Donde X_V , X_M y $X_{M'}$ son variables aleatorias epistémicas que permiten tomar en cuenta el sesgo y la incertidumbre en los factores de seguridad. En las Ecs. 6 a 8, $\mathbf{d} = [w_s, w_r, w_p, w, h_s, h_r, h / d, d, r_{wi}, r_{wc}]^T$ representa los parámetros geométricos, los pesos y los dos factores de reducción de fuerza. $s_a = s_a(y_D, t)$ denota de forma general ambas pseudo aceleraciones, impulsiva y convectiva. El numerador de los factores de seguridad denota la capacidad de la estructura asociada al modo de falla en cuestión, mientras que el denominador denota la demanda sísmica asociada a un valor de intensidad sísmica incierta. Si la demanda es mayor que la capacidad, es decir, el factor de seguridad es menor de o igual a uno, entonces el tanque falla en el modo de falla en cuestión. Por el contrario, si la demanda sísmica es menor que la capacidad estructural, entonces el factor de seguridad es mayor de uno, lo que significa que la estructura no falla. Conforme a las Ecs. A1, A2, A3, A17, A18 y de 1 a 5, las Ecs. de 6 a 8 se simplifican y se reducen a:

$$Z_V = X_V \frac{c_I y_D}{c_R Y} \tag{9}$$

$$Z_M = X_M \frac{c_I y_D}{c_R Y} \tag{10}$$

$$Z_{M'} = X_{M'} \frac{c_I y_D}{c_R Y} \tag{11}$$

Debido a que los tres factores de seguridad tienen exactamente la misma forma funcional, es de esperar que las variables aleatorias epistémicas no difieran sustancialmente entre ellas. Por lo anterior, se puede asumir:

$$X = X_V = X_M = X_{M'} \tag{12}$$

Como se indica arriba, el sistema incurre en un modo de falla si y solo si el factor de seguridad asociado es menor de uno. El sistema entrará en un estado límite indeseable si al menos uno de los factores de seguridad resulta ser igual a o menor de: $Z_V \leq 1$ o $Z_M \leq 1$ o $Z_{M'} \leq 1$. Si Z_F es la variable aleatoria que representa la falla del sistema, se escribe:

$$Z_F = \{(Z_V \leq 1) \cup (Z_M \leq 1) \cup (Z_{M'} \leq 1)\} \tag{13}$$

Considerando las Ecs. 9 a 12, que evidencian que los modos de falla están perfectamente correlacionados, el análisis de las condiciones de falla se simplifica y se simplifica y sintetiza con la siguiente ecuación:

$$p_F = P[Z_F] = P\left[X \frac{c_I y_D}{c_R Y} \leq 1\right] \tag{14}$$

De acuerdo con el teorema de probabilidad total, la Ec. 14 se puede escribir de la siguiente forma:

$$p_F = \int_{y_0}^{y_1} P\left[X \leq \frac{c_R Y}{c_I y_D} | Y = y\right] f_Y(y) dy = \int_{y_0}^{y_1} F_X\left(\frac{c_R Y}{c_I y_D} | Y = y\right) f_Y(y) dy \tag{15}$$

Donde $f_Y(y)$ es la función de densidad de probabilidad de Y y se determina evaluando el peligro sísmico del sitio en el cual se construirá el tanque. En la Ec. 15, la probabilidad de falla y el factor de escala son función de la intensidad sísmica, la cual depende del peligro sísmico del sitio; sin embargo, en la Ec. 15 no intervienen los demás parámetros del modelo.

Si $v_y(y)$ es la tasa de excedencia de aceleración y v_0 es el número medio anual esperado de aceleraciones sísmicas que exceden y_0 , la función de densidad de probabilidad de Y es:

$$f_Y(y) = -\frac{1}{v_0} \frac{\partial v_y(y)}{\partial y} \tag{16}$$

$F_X(\cdot)$ es la función de distribución acumulada de X ; en este trabajo, se asume que X tiene una distribución Log normal. Así, el índice de confiabilidad se obtiene como:

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_F) \tag{17}$$

Donde Φ es la función de distribución acumulada Normal estándar.

En este trabajo, el factor de escala adecuado se evalúa con base en una probabilidad de falla objetivo, o en forma equivalente con base en el índice de confiabilidad objetivo correspondiente. La estimación del factor de escala se lleva a cabo en forma iterativa como sigue: dados F_X , c_I , y_D y f_Y , se asume un valor de c_R ; se cuantifica el valor de la integral de la Ec. 15 con lo que se obtiene la probabilidad de falla correspondiente; se modifica el factor de escala y se cuantifica nuevamente la Ec. 15 hasta determinar el factor de escala que permita alcanzar la probabilidad de falla objetivo. En la Figura 2 se ilustra el diagrama de flujo que detalla la secuencia de pasos a seguir para calcular el factor de escala.

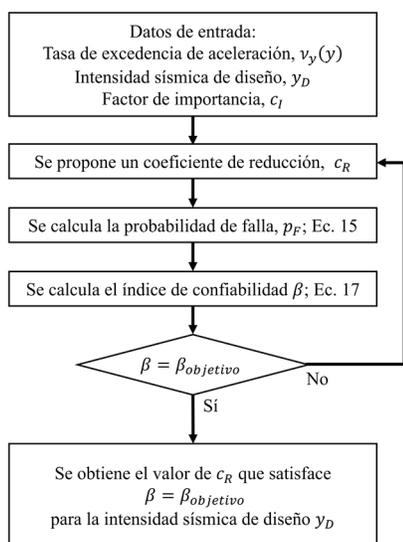


Figura 2. Estructura del algoritmo para el cálculo del factor de escala

CASOS DE ESTUDIO

A continuación, se presentan dos casos de estudio: para dos distintas localizaciones (la de la terminal de almacenamiento y despacho de Lázaro Cárdenas, Michoacán, en zona sísmica D y la de la terminal marítima de Ciudad Madero, Tampico, en zona sísmica A) se determina el factor de escala a utilizarse en fase de diseño si se pretende alcanzar un índice de confiabilidad estructural objetivo $\beta^* = 3.5$. Como referencia para la elección de β objetivo, se consideró que el reglamento sísmico de la Ciudad de México prescribe diseñar las estructuras de tipo B con un periodo de retorno de 250 años, i.e. $\beta^* = 3 \sim 3.5$, y la práctica ingenieril para diseño de plataformas (estructuras de tipo A) en México sugiere $\beta^* \approx 3.2$. La tasa de excedencia de aceleración del terreno se estima utilizando el software PRODISIS 4.1 (2017, desarrollado por CFE-INEEL), el período de retorno para diseño es de 475 años, el terreno de los dos sitios se considera firme y se asume $t_L = 4$ s (conforme API STD 650, 2020). X (Ecs. 9-12) tiene una distribución Log normal con media unitaria y coeficiente de variación igual a 0.3. Por la función estratégica de los tanques ubicados en las instalaciones de Pemex, el factor de importancia es 1.5. En este trabajo, no hace falta especificar los demás parámetros de diseño, característicos de cada tanque, debido a que la probabilidad de falla definida por la Ec. 15 es insensible a ellos.

Para el diseño sísmico del tanque ubicado en Lázaro Cárdenas, se consideran una aceleración mínima de 69.29 gal y una aceleración máxima de 935.22 gal, co-

rrespondientes a períodos de retorno de 10 y 1,000 años, respectivamente. Para el período de retorno de diseño (475 años), se tiene $y_D = 706.42$ gal. En la Figura 3 se ilustra la tasa de excedencia de aceleración del terreno; para $v(y) = 1 / 475 = 0.002$, $y_D = 706.42$. En este caso, debido a que la zona es altamente sísmica, el tanque puede estar sometido a aceleraciones máximas del terreno mayores de 200 gal, considerando un periodo de retorno de 50 años. Si y_D fuese igual a 706.42 gal y c_R unitario, conforme con las indicaciones de API STD 650, β resultaría ligeramente inferior a 2.7: la aceleración de diseño y_D , en conjunto con el correspondiente c_R , es demasiado pequeña y no permite alcanzar el índice de confiabilidad objetivo. Para obtener $\beta^* = 3.5$, $y_D = 706.42$ gal exige un factor de escala de 0.67. Por otro lado, el índice de confiabilidad objetivo podría alcanzarse si se diseñara con base en una aceleración máxima del terreno de $y_D = 1052.46$ gal y un factor de escala unitario. Con este segundo diseño ($y_D = 1052.46$ gal), la aceleración se incrementa aproximadamente un 30 % y la probabilidad de falla disminuye por un orden de magnitud (de $p_F = 3.5 \cdot 10^{-3}$ a $p_F = 2.3 \cdot 10^{-4}$). A pesar de que el diseño basado en $y_D = 706.42$ no es tan pobre, un incremento relativamente razonable de la aceleración de diseño permite alcanzar una confiabilidad considerablemente mayor. En la Figura 4 se ilustra la variación del factor de escala con la aceleración de diseño: mayor es la aceleración de diseño, mayor es el valor del factor de escala, mayor es la reducción de la aceleración de diseño que permite lograr la confiabilidad objetivo. Cabe recordar que, en este trabajo, el factor de escala c_R divide la aceleración de diseño.

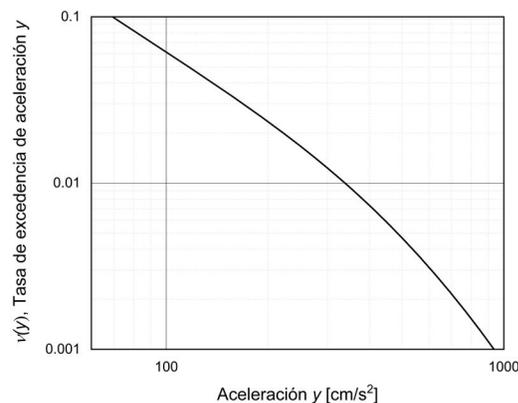


Figura 3. Tasa de excedencia de aceleración estimada para Lázaro Cárdenas (17.94°, -102.16°) utilizando el software PRODISIS 4.1 (2017)

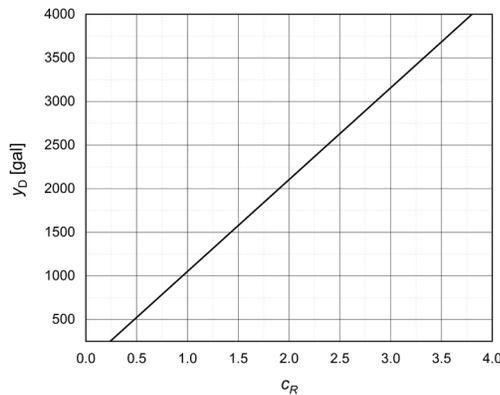


Figura 4. Valores del factor de escala dependiendo de la aceleración máxima del terreno elegida para diseño de tanques en Lázaro Cárdenas, Michoacán. El índice de confiabilidad objetivo es $\beta^* = 3.5$

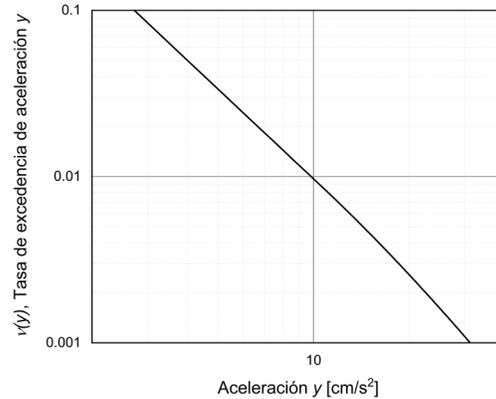


Figura 5. Tasa de excedencia de aceleración estimada para Ciudad Madero (22.24°, -97.84°), Tamaulipas, utilizando el software PRODISIS 4.1 (2017)

Para el diseño sísmico del tanque ubicado en Ciudad Madero, se consideran períodos de retorno desde 400 hasta 1,000 años, a los cuales corresponden una aceleración mínima de 20.29 gal y una aceleración máxima de 31.20 gal, respectivamente. Para el período de retorno de diseño, se tiene $y_D = 22.05$ gal (Figura 5). Debido a que la zona es de baja sismicidad, las aceleraciones máximas del terreno son mucho menores que las del primer caso de estudio. Si y_D fuese igual a 22.05 gal y c_R unitario, conforme con las indicaciones de API STD 650, β^* sería ligeramente superior a 0.8: la aceleración de diseño y_D , en conjunto con el correspondiente c_R es demasiado pequeña y no permite alcanzar el índice de confiabilidad objetivo de 3.5. Para obtener $\beta^* = 3.5$, $y_D = 22.05$ gal exige un factor de escala de 0.42. Por otro lado, el índice de confiabilidad objetivo podría alcanzarse si se diseñara con base en una aceleración máxima del terreno de $y_D = 51.62$ gal y un factor de escala unitario. Con este segundo diseño ($y_D = 51.62$ gal), la aceleración de diseño se incrementa casi 60 %; sin embargo, no deja de ser una aceleración baja desde un punto de vista ingenieril y no implica un diseño costoso. Por otro lado, utilizando $y_D = 51.62$ gal, la probabilidad de falla disminuye por tres órdenes de magnitud (de $p_F = 8.2 \cdot 10^{-1}$ a $p_F = 2.3 \cdot 10^{-4}$) y se garantiza la seguridad del tanque. En la Figura 6 se ilustra la variación del factor de escala con la aceleración de diseño.

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó una formulación probabilística simple para el diseño y/o revisión sísmica estática de tanques de almacenamiento de productos químicos líquidos. La formulación propuesta sigue el planteamiento prescrito por API STD 650, con la diferencia que aquí el movimiento sísmico no se escala por un coeficiente

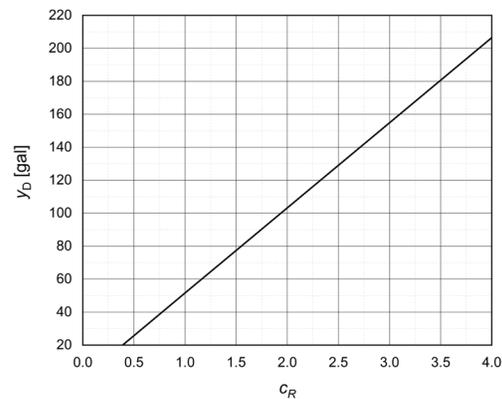


Figura 6. Valores del factor de escala dependiendo de la aceleración máxima del terreno elegida para diseño de tanques en Ciudad Madero, Tamaulipas. El índice de confiabilidad objetivo es $\beta^* = 3.5$

constante, asignado a priori. Considerando la intensidad sísmica de diseño, las intensidades reales del movimiento del terreno durante toda la vida útil del tanque, así como variables aleatorias epistémicas que tomen en cuenta sesgos e incertidumbres, se definieron factores de seguridad estructural y la probabilidad de falla del tanque. Se demostró que la probabilidad de falla depende del factor utilizado para escalar el movimiento sísmico. Se comprobó que, dada una probabilidad de falla objetivo, o dado el índice de confiabilidad objetivo correspondiente, es posible estimar un factor de escala c_R oportuno y obtener un diseño estructural asociado a un valor de confiabilidad dado. Dada una intensidad sísmica de diseño, el factor de escala puede ser menor de, igual a o mayor de 1 dependiendo de la confiabilidad objetivo.

Se ilustraron los resultados obtenidos del análisis de dos casos de estudio. Los resultados específicos obtenidos en este trabajo dependen de la adopción del planteamiento de API STD 650 (2020); sin embargo, el

enfoque que se presentó es del todo general, pudiéndose extender y adaptar a otros planteamientos normativos.

NOMENCLATURA

c_I	factor de importancia (I en API STD 650, 2020)	s_1	seudo aceleración correspondiente a un periodo estructural de 1s y amortiguamiento igual a 5 % del amortiguamiento crítico
c_R	factor de escala ($Q = 1/c_R$ en API STD 650, 2020)	s_a	seudo aceleración, sea impulsiva o convectiva
d	diámetro nominal interno del tanque	$s_{ac}(y_D, t_c)$	seudo aceleración convectiva de diseño, variable determinista asociada a y_D
\mathbf{d}	$\mathbf{d} = [w_s, w_r, w_p, w, h_s, h_r, h/d, d, r_{wi}, r_{wc}]^T$ vector de parámetros geométricos, pesos y factores de reducción de fuerza	$S_{ac}(Y, t_c)$	seudo aceleración convectiva actuante, variable aleatoria asociada a Y
h	altura de llenado para diseño	$s_{ai}(y_D, t_i)$	seudo aceleración impulsiva de diseño, variable determinista asociada a y_D
h_r	distancia entre la placa base del tanque y el baricentro del techo	$S_{ai}(Y, t_i)$	seudo aceleración impulsiva actuante, variable aleatoria asociada a Y
h_s	distancia entre la placa base del tanque y el baricentro de placas laterales, incluyendo los aditamentos	s_p	aceleración máxima del terreno
Y	aceleración máxima horizontal del terreno, i.e. variable aleatoria de la aceleración actuante	s_S	seudo aceleración correspondiente a un periodo estructural de 0.2 s y amortiguamiento igual a 5 % del amortiguamiento crítico
y_D	aceleración máxima horizontal del terreno para diseño, i.e. la aceleración asociada a un periodo de retorno asignado (e.g. 475 años); $y_D = s_p$ en API STD 650 (2020)	t_c	periodo estructural convectivo
k	coeficiente utilizado para transformar una pseudo aceleración asociada a un amortiguamiento igual a 5 % del amortiguamiento crítico en una pseudo aceleración asociada a un amortiguamiento igual al 0.5 % del amortiguamiento crítico (e.g. $k = 1.5$; API STD 650, 2020)	t_i	periodo estructural impulsivo
M_A	momento actuante en la base, variable aleatoria	t_L	periodo de transición utilizado para definir la forma del espectro de peligro uniforme (e.g. $t_L = 4$ s, API STD 650, 2020)
M'_A	momento actuante en la cimentación, variable aleatoria	v_D	cortante basal de diseño, variable determinista
m_D	momento de diseño en la base, variable determinista	V_A	cortante basal actuante, variable aleatoria
m'_D	momento de diseño en la cimentación, variable determinista	w	peso total del fluido
r_{wc}	coeficiente utilizado para reducir las fuerzas asociadas a un movimiento convectivo utilizando un criterio de esfuerzos permisibles (tabulado en API STD 650, 2020)	w_c	peso de la fracción convectiva del fluido
r_{wi}	coeficiente utilizado para reducir las fuerzas asociadas a un movimiento impulsivo utilizando un criterio de esfuerzos permisibles (tabulado en API STD 650, 2020)	w_f	peso de la placa base del tanque
		w_i	peso de la fracción impulsiva del fluido
		w_r	peso total del techo
		w_s	peso de las placas laterales, incluyendo los aditamentos
		X_V	variable aleatoria utilizada para tomar en cuenta la incertidumbre epistémica de los cortantes basales
		X_M	variable aleatoria utilizada para tomar en cuenta la incertidumbre epistémica de los momentos en la base
		$X_{M'}$	variable aleatoria utilizada para tomar en cuenta la incertidumbre epistémica de los momentos en la cimentación
		Z_V	factor de seguridad estructural asociado al cortante basal
		Z_M	factor de seguridad estructural asociado al momento en la base
		$Z_{M'}$	factor de seguridad estructural asociado al momento en la cimentación

ANEXO A DEMANDA SÍSMICA DE DISEÑO (API STD 650, 2020)

Conforme API STD 650 (2020), el cortante basal, el momento en la base y el momento en la cimentación para diseño están asociados a un periodo de retorno dado a priori (i.e. a una aceleración del terreno y_D dada a priori) y se definen por las Ecs. A1-A3, respectivamente:

$$v_D = \sqrt{\left[\frac{c_l s_{ai}(y_D, t_i)}{r_{wi} c_R} (w_s + w_r + w_f + w_i) \right]^2 + \left[\frac{c_l s_{ac}(y_D, t_c)}{r_{wc} c_R} w_c \right]^2} \tag{A1}$$

$$m_D = \sqrt{\left[\frac{c_l s_{ai}(y_D, t_i)}{r_{wi} c_R} (w_s h_s + w_r h_r + w_i h_i) \right]^2 + \left[\frac{c_l s_{ac}(y_D, t_c)}{r_{wc} c_R} (w_c h_c) \right]^2} \tag{A2}$$

$$m'_D = \sqrt{\left[\frac{c_l s_{ai}(y_D, t_i)}{r_{wi} c_R} (w_s h_s + w_r h_r + w_i h'_i) \right]^2 + \left[\frac{c_l s_{ac}(y_D, t_c)}{r_{wc} c_R} (w_c h'_c) \right]^2} \tag{A3}$$

Donde:

$$\frac{h_c}{h} = \left(1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67h}{d}\right) - 1}{\frac{3.67h}{d} \sinh\left(\frac{3.67h}{d}\right)} \right) \tag{A4}$$

$$\frac{h'_c}{h} = \left(1.0 - \frac{\cosh\left(\frac{3.67h}{d}\right) - 1.937}{\frac{3.67h}{d} \sinh\left(\frac{3.67h}{d}\right)} \right) \tag{A5}$$

$$\frac{h_i}{h} = \begin{cases} \left(0.5 - 0.094 \frac{d}{h} \right) & \frac{d}{h} < 1.333 \\ 0.375 & \frac{d}{h} \geq 1.333 \end{cases} \tag{A6}$$

$$\frac{h'_i}{h} = \begin{cases} \left(0.500 + 0.060 \frac{d}{h} \right) & \frac{d}{h} < 1.333 \\ 0.375 \left[1.0 + 1.333 \left(\frac{0.866 \frac{d}{h}}{\tanh(0.866 \frac{d}{h})} - 1.0 \right) \right] & \frac{d}{h} \geq 1.333 \end{cases} \tag{A7}$$

$$s_{ac}(y_D, t_c) = \begin{cases} \frac{ks_1}{t_c} & t_c \leq t_L \\ \frac{ks_1 t_L}{t_c^2} & t_c > t_L \end{cases} \tag{A8}$$

$$s_{ai}(y_D, t_i) = s_s \tag{A9}$$

$$t_c = 1.8 \frac{0.578\sqrt{d}}{\sqrt{\tanh\left(\frac{3.68h}{d}\right)}} \tag{A10}$$

$$\frac{w_c}{w} = 0.230 \frac{d}{h} \tanh\left(\frac{3.67h}{d}\right) \tag{A11}$$

$$\frac{w_i}{w} = \begin{cases} \left(1.0 - 0.218 \frac{d}{h}\right) & \frac{d}{h} < 1.333 \\ \tanh\left(0.866 \frac{d}{h}\right) & \frac{d}{h} \geq 1.333 \\ 0.866 \frac{d}{h} & \end{cases} \tag{A12}$$

Generalmente, s_{ai} es aproximadamente igual a la pseudo aceleración máxima y esta última ocurre para periodos estructurales cortos: $s_{ai} \cong s_{si}$; de acuerdo con API STD 650 (2020), aquí se asume $s_{ai} = s_{si}$. Por otro lado, siempre de acuerdo con API STD 650 (2020), en este trabajo se asume que s_{ac} puede expresarse en términos de s_1 . En la Ec. A10, t_c se estima especificando diámetro y altura de fluido en metros.

Conforme API STD 650 (2020), las pseudo aceleraciones deben respetar los siguientes límites:

$$s_{ac} < s_{ai} \tag{A13}$$

$$s_{ai} \geq \begin{cases} 0.007g & s_1 < 0.6g \\ 0.5s_1 \frac{c_i}{r_{wi}} & s_1 \geq 0.6g \end{cases} \tag{A14}$$

Conforme API STD 650 (2020), si no se cuenta con un espectro de peligro uniforme, sino sólo con la aceleración máxima del terreno, se puede asumir:

$$s_1 = 1.25 y_D \tag{A15}$$

$$s_5 = 2.5 y_D \tag{A16}$$

Donde las Ecs. A8 y A9 se escriben:

$$s_{ac}(y_D, t_c) = \begin{cases} \frac{k(1.25y_D)}{t_c} & t_c \leq t_L \\ \frac{k(1.25y_D)t_L}{t_c^2} & t_c > t_L \end{cases} \tag{A17}$$

$$s_{ai}(y_D, t_i) = 2.5 y_D \tag{A18}$$

Cabe mencionar que, conforme API STD 650 (2020), c_R es igual a 1 o 3/2, asignado a priori, según si y_D esté asociada a una tasa de excedencia de 10 % en 50 años (periodo de retorno de 475 años) o a una tasa de excedencia de 2 % en 50 años (periodo de retorno de 2,750 años), respectivamente. Por otro lado, este trabajo plantea que los diseños estructurales satisfagan un nivel de confiabilidad objetivo preestablecido, de manera que el factor de escala pueda cambiar entre diseños.

En la siguiente tabla (Tabla A1) se compara la filosofía de diseño de API STD 650 (2020) con el procedimiento indicado por el CFE-INEEL (2015). Las dos especificaciones hacen referencia a comportamientos mecánicos estructurales totalmente diferentes; sin embargo, utilizan factores que pueden llevar a diseños similares, aunque la definición conceptual de dichos factores no es equivalente.

Tabla A1. Comparación entre API STD 650 (2020) y CFE-INEEL (2015)

API 650 (2020)	CFE-INEEL (2015)
Tanques superficiales de sección circular, fabricados en acero	Tanques superficiales y elevados, de sección circular o rectangular, fabricados en acero o concreto
Revisión por cortante basal, momento en la base y momento en la cimentación	Revisión por cortante basal, momento en la base y momento en la cimentación
Elementos mecánicos estimados mediante el modelo mecánico de Housner (1954 y 1957) para tanques con sección circular	Elementos mecánicos estimados mediante el modelo mecánico de Housner (1954 y 1957) para tanques con sección circular
Planteamiento analítico para evaluar esfuerzos circunferenciales y de compresión en las paredes	No provee ningún planteamiento analítico para evaluar esfuerzos circunferenciales y de compresión en las paredes
El diseño se basa en un comportamiento estructural elástico	El diseño se basa en un comportamiento estructural elasto-plástico
Estado límite de diseño basado en esfuerzos permisibles	El estado límite de diseño no se especifica; sin embargo, se utilizan factores de reducción similares a los de diseño de edificios de concreto
Pseudo aceleración definida con base en la aceleración máxima del terreno o con base en el espectro de pseudo aceleración del sitio	Espectro de diseño sísmico transparente definido de forma paramétrica
Se aplica un factor de reducción de la aceleración pseudo espectral para evitar diseños imprácticos	No hay un factor conceptualmente equivalente
No hay un factor conceptualmente equivalente	Se aplica un factor reductor por ductilidad para considerar comportamiento no lineal
Se aplica un factor de reducción de fuerza que considera la flexibilidad, el amortiguamiento y la sobre resistencia de la estructura	Se aplica un factor de reducción por sobre resistencia

REFERENCIAS

- API STD 6500. (2020). *Welded tanks for oil storage*. 13 ed. Washington D. C.: American Petroleum Institute.
- Calvi, G. M., & Nascimbene, R. (2023). *Seismic design and analysis of tanks*. New Jersey, U S A: John Wiley & Sons.
- CFE-INEEL. (2015). *Manual de obras civiles*. Capítulo C.1.3. Diseño por Sismo. México: INEEL.
- D'Amico, M. (2018). *Seismic fragility and dynamic behavior of atmospheric cylindrical steel tanks*. (PhD Thesis). Università di Bologna, Italy. Recuperado de <https://doi.org/10.6092/unibo%2Famsdottorato%2F8660>
- Fischer, D. (1979). Dynamic fluid effects in liquid-filled flexible cylindrical tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 7(6), 587-601. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290070608>
- Fischer, F. D., Rammerstorfer, F. G., & Scharf, K. (1991). Earthquake resistant design of anchored and unanchored liquid storage tanks under three-dimensional earthquake excitation. In: Schuëller, G. I. (eds), *Structural Dynamics*. Springer, Berlin, Heidelberg. Recuperado de https://doi.org/10.1007/978-3-642-88298-2_14
- Flores, V., Sánchez, H. A., Perez, M., & Cortés, C. (2009). Mechanical behavior of the storage tanks. In *Proceedings of the 7th EUROMECH Solid Mechanics Conference*, Lisbon, Portugal. 7-11.
- Hamdan, F. H. (2000). Seismic behaviour of cylindrical steel liquid storage tanks. *Journal of Constructional steel research*. 53(3), 307-333. [https://doi.org/10.1016/S0143-974X\(99\)00039-5](https://doi.org/10.1016/S0143-974X(99)00039-5)
- Haroun, M. A. (1980). *Dynamic analyses of liquid storage tanks*. California Institute of Technology Earthquake Engineering Research Laboratory. EERL 80-04. Recuperado de <https://doi.org/10.7907/1JZR-HK48>
- Hosseinzadeh, N., Kazem, H., Ghahremannejad, M., Ahmadi, E., & Kazem, N. (2013). Comparison of API650-2008 provisions with FEM analyses for seismic assessment of existing steel oil storage tanks. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*. 26(4), 666-675.
- Housner, G. W. (1954) Earthquake pressures on fluid containers, eighth technical report under office of naval research, project designation NR-081-095, California Institute of Technology.
- Housner, G. W. (1957). Dynamic pressures on accelerated fluid containers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(1), 15-35. <https://doi.org/10.1785/BSSA0470010015>

- Jaiswal, O. R., Rai, D. C., & Jain, S. K. (2007). Review of seismic codes on liquid-containing tanks. *Earthquake Spectra*, 23(1), 239-260.
- Malhotra, P. K. (2005). Sloshing loads in liquid-storage tanks with insufficient freeboard. *Earthquake Spectra*, 21(4), 1185-1192. <http://dx.doi.org/10.1193/1.2085188>
- Malhotra, P. (2000). Practical nonlinear seismic analysis of tanks. *Earthquake Spectra*, 16(2), 473-492.
- Malhotra, P. K. (1997). Seismic response of soil-supported unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering-American Society of Civil Engineers*, 123(4), 440-450. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123:4\(440\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123:4(440))
- Malhotra, P. K., & Veletsos, A. S. (1994). Uplifting response of unanchored liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering-American Society of Civil Engineers*, 120(12), 3525-3547. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1994\)120:12\(3525\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:12(3525))
- Natsiavas, S., & Babcock, C. D. (1987). Buckling at the top of a fluid-filled tank during base excitation. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 109, 374-380. <https://doi.org/10.1115/1.3264919>
- Ozdemir, Z., Souli, M., & Fahjan, Y. M. (2010). Application of nonlinear fluid-structure interaction methods to seismic analysis of anchored and unanchored tanks. *Engineering Structures*, 32(2), 409-423. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.10.004>
- Peek, R., & Jennings, P. C. (1988). Simplified analysis of unanchored tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(7), 1073-1085. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160709>
- Phan, H. N., Paolacci, F., & Alessandri, S. (2019). Enhanced seismic fragility analysis of unanchored steel storage tanks accounting for uncertain modeling parameters. *Journal of Pressure Vessel Technology*, 141(1), 010903 <https://doi.org/10.1115/1.4039635>
- PRODISIS V 4.1. (2017). Recuperado de <https://www.ineel.mx/prodisis/es/prodisis>
- Rammerstorfer, F. G., Scharf, K., & Fisher, F. D. (1990) Storage tanks under earthquake loading. *Applied Mechanics Reviews*, 43(11), 261-282. <https://doi.org/10.1115/1.3119154>
- Razzaghi, M. S. (2023). State-of-the-art review on the seismic performance assessment of on-ground steel cylindrical tanks. *Vibration*, 6(3), 494-511. <https://doi.org/10.3390/vibration6030031>
- Salem, T. N., Maaly, H. M., & Abdelbaset, A. M. (2022). Dynamic analysis of aboveground steel storage tanks over stiff soil. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 59(1), 44-50.
- Sánchez-Sánchez, H. A., Cortés-Salas, C., & Matías-Domínguez, A. (2004). Structural behavior of liquid filled storage tanks of large capacity placed in seismic zones of high risk in Mexico. In Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, BC, Canada.
- Spritzer, J. M., & Guzey, S. (2017). Review of API 650 Annex E: Design of large steel welded aboveground storage tanks excited by seismic loads. *Thin-Walled Structures*, 112, 41-65. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2016.11.013>
- Veletsos, A. S. (1984). Seismic response and design of liquid storage tanks. *Guidelines for the seismic design of oil and gas pipeline systems*. New York: ASCE, 255-370.
- Veletsos, A. S., & Tang, Y. (1986). Dynamics of vertically excited liquid storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 112(6), 1228-1246. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1986\)112:6\(1228\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1986)112:6(1228))
- Veletsos, A. S., Tang, Y., & Tang, H. T. (1992). Dynamic response of flexibly supported liquid-storage tanks. *Journal of Structural Engineering*, 118(1), 264-283 [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:1\(264\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:1(264))
- Wozniak, R. S., & Mitchell, W. W. (1978). *Basis of seismic design provisions for welded steel oil storage tanks* 485-50. Chicago Bridge & Iron Company.
- Yoshida, S. (2018). Earthquake damages and disaster prevention of above ground storage tanks. *EPI International Journal of Engineering*, 1(2), 87-93. <https://doi.org/10.25042/epi-ije.082018.14>

Cómo citar:

Alamilla, J. L., Vai, R., Cortés-Salas, C., & Morales-Ramírez, E. (2025). Criterios de diseño sísmico de tanques basado en confiabilidad objetivo. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 26(02), 1-12. <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2025.26.2.015>