

INESTABILIDAD DE TANQUES DE PETRÓLEO DURANTE SU CONSTRUCCIÓN: ESTUDIO DE CASO

Facundo C. Hernández^a, Rossana C. Jaca^b, Bruno Natalini^c y Luis A. Godoy^d

^aUniversidad Nacional del Comahue, Buenos Aires 1400, 8300 Neuquén, Argentina,
cufa_cipo@hotmail.com

^bGrupo de Métodos Numéricos y Experimentales, Universidad Nacional del Comahue,
Buenos Aires 1400, 8300 Neuquén, Argentina, rossana.jaca@fain.uncoma.edu.ar

^cCONICET y Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Nordeste,
bnatalini_2000@yahoo.com.ar

^dCONICET y FCEfyN, Universidad Nacional de Córdoba, 5000 Córdoba, Argentina,
luis.godoy@unc.edu.ar

Palabras Clave: Tanque, Viento, Colapso, Etapa constructiva, Imperfecciones.

Resumen. Este trabajo analiza, en forma numérica y experimental, la estabilidad de un tanque cilíndrico de acero de pared delgada sin techo (en etapa de construcción) no anclado, frente a cargas de viento. El tanque estudiado se encuentra en la zona Norte de la Patagonia y colapsó por viento a una velocidad de 50Km/h. Las normas que permiten diseñar los tanques de almacenamiento se concentran en su comportamiento finalizada la construcción, descuidando la etapa constructiva. El presente estudio se desarrolla en dos etapas. En una primera etapa se realiza un análisis fluido-dinámico midiendo presiones sobre modelos de tanques en túnel de viento. En la segunda etapa se analiza la respuesta estructural evaluando numéricamente las cargas que producen pandeo. Para el estudio numérico se simula la estructura por elementos finitos con un código de propósitos múltiples (ABAQUS), mediante análisis de bifurcación lineal y análisis no lineal geométrico con imperfecciones. Los resultados experimentales muestran que las presiones a barlovento en las paredes del tanque se incrementan un 40% debido a las presiones internas y, además, las presiones actuando en la base tienden a levantarla. Los resultados numéricos permiten vincular la carga de colapso en el tanque con las velocidades registradas en el lugar.

1 INTRODUCCIÓN

En este trabajo se pretende abordar el comportamiento de estructuras destinadas al almacenamiento de fluidos utilizadas en la industria petroquímica, cuya falla no solamente afecta a la estructura misma sino que también influye en la función que desempeñan como parte de un proceso de producción. Tal es el caso de tanques de almacenamiento, que son parte de una cadena de abastecimiento de líquidos y combustibles. En este tipo de estructuras suelen aparecer problemas de inestabilidad del equilibrio por acción del viento de manera no esperada que pueden llevarlas a la falla o colapso, ya sea en su etapa constructiva o de operación. [Delatte \(2009\)](#) define el proceso de diseño como formado por dos aspectos, uno asociado a identificar todo lo que puede tener errores y otro vinculado a lograr que eso no suceda. El conocimiento de posibles modos de falla, su análisis y evaluación ayuda a reducir significativamente la frecuencia de fallas inesperadas, que representan altos costos y posible contaminación del ambiente.

A nivel nacional resultan de interés las plantas existentes en la Patagonia, principalmente vinculadas a la actividad petrolífera, en donde se han verificado fallas de tanques en construcción bajo viento ([Jaca y Godoy, 2003, 2010](#)). Casos similares han sido observados en Irán, Venezuela o Estados Unidos, uno de ellos registrado por [Noon \(2001\)](#). Una problemática similar ha sido observada en tanques en operación durante el paso del Huracán Katrina que azotó las costas del golfo de México ([Godoy, 2007](#)). En Barranqueras (Chaco) se produjo un incidente de colapso por viento de un tanque que estaba en etapa de reparación. En ambos casos, tanques en construcción o en operación, las estructuras se encontraban no ancladas a la fundación y se observó un desprendimiento entre la cáscara cilíndrica y el fondo plano del tanque.

La problemática de interés de este trabajo es el colapso de tanques metálicos destinados al almacenamiento de petróleo durante la etapa constructiva en la región patagónica a moderadas velocidades de viento. Este estudio ya ha sido abordado por [Jaca y Godoy \(2003, 2010\)](#) en forma numérica y el análisis condujo a determinar como factor desencadenante del mecanismo de colapso, la falta de integridad estructural por las irregularidades en la continuidad del apoyo en el sentido circunferencial. Posteriormente se realizaron ensayos en túnel de viento que detectaron la formación de un vórtice interior que produce mayores presiones a barlovento y menores succiones a sotavento, con respecto a la distribución de presiones para un tanque cerrado con techo fijo ([Lassig et al., 2012](#)). Estos estudios mostraron que es necesario lograr una mejor representación de la soldadura de unión entre el cuerpo cilíndrico del tanque y el fondo del mismo en la modelación.

En cuanto al pandeo de tanques por acción de viento los trabajos de investigación están asociados a dos líneas de acción. Por un lado, las cargas de viento y el comportamiento aerodinámico de estructuras cilíndricas circulares, como tanques de almacenamiento de petróleo y silos, ha sido estudiado ampliamente mediante ensayos en túnel de viento (e.g. [MacDonald et al. \(1988\)](#), [Holroyd \(1983\)](#), [Uematsu et al. \(2008\)](#), [Portela y Godoy \(2005\)](#)) tanto para tanques aislados de techo cónico como de techo flotante. En estos trabajos se producen mapas de coeficientes de presión a aplicar sobre la estructura para predecir el comportamiento estructural en una secuencia de análisis experimental-computacional. [Kundurpi et al. \(1975\)](#) presentó resultados de ensayos en túnel de viento sobre modelos flexibles.

Por otro lado, en el campo de pandeo de cáscaras existen numerosos trabajos sobre pandeo de tanques sin contenido interior, que resulta la condición más desfavorable para la acción de viento, realizados en forma analítica o numérica. [Greiner \(1998\)](#) incluyó en el análisis el anclaje de los tanques para prevenir el vuelco frente a viento. Trabajos más recientes fueron

realizados con modelación por elementos finitos por Flores y Godoy (1998) y Godoy y Flores (2002) y otros orientados a aplicaciones de Rigidez Reducida para evaluar límites inferiores a las cargas críticas bajo viento (Jaca, 2008). En estos estudios el pandeo es analizado bajo la condición de apoyo completamente anclado en la base.

Existen antecedentes en los que desplazamientos verticales del apoyo inducen grandes desplazamientos en la cáscara del tanque, como en el caso de descenso de apoyos en un sector de la envolvente (Sosa y Godoy, 2005). Un comportamiento similar se identificó en el pandeo de tanques en etapa constructiva (Jaca y Godoy, 2010) en el cual la soldadura en la base o entre virolas no había sido totalmente completada produciéndose el colapso a velocidades de viento moderadas. Existen registros en la literatura sobre problemas producidos por el viento que afectan a tanques vacíos, en etapa constructiva, y son causantes de numerosos colapsos, como puede observarse en la Figura 1.

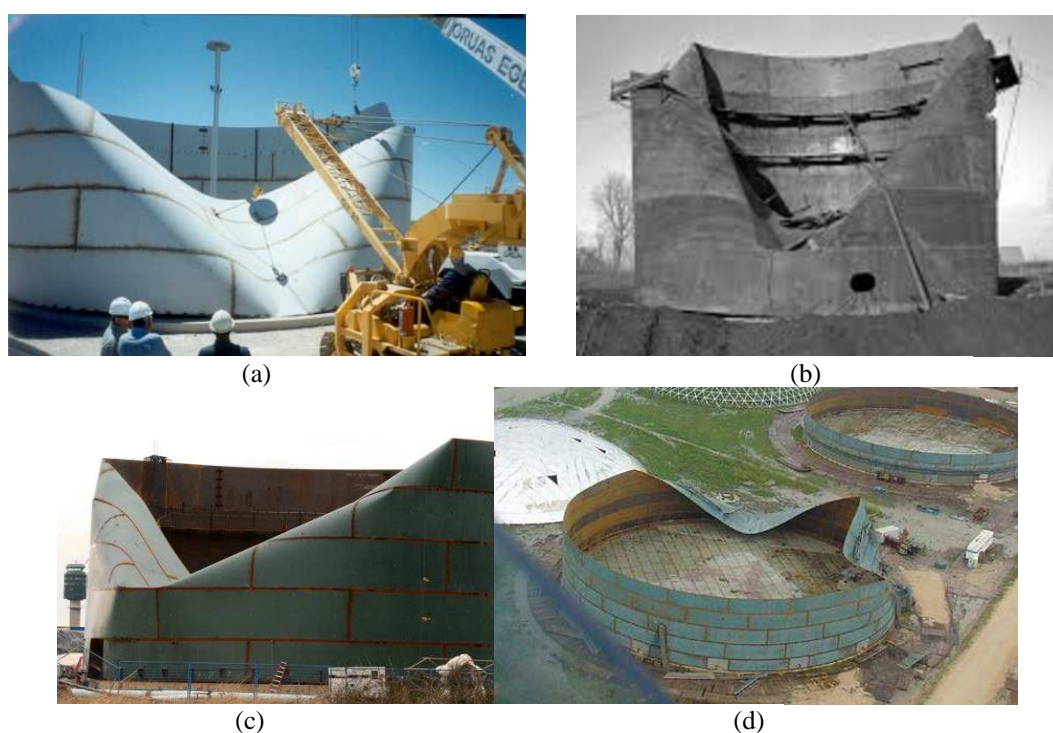


Figura 1: Pandeo de tanques por viento: (a) Patagonia Argentina (2001), (b) Mississippi River (1948), (c) Vancouver Airport (2010), (d) Port Arthur (2008).

El objetivo del presente trabajo es evaluar el comportamiento de falla de un tanque de almacenamiento de fluido no anclado en la base frente a acción de viento, mediante metodologías numéricas y experimentales de manera integrada, realizando un estudio detallado de un caso registrado en la Patagonia Argentina correspondiente a la Figura 1(a).

La Sección 2 presenta el caso estudiado y en la Sección 3 se describen los ensayos en túnel de viento realizados. El análisis numérico se presenta en la Sección 4 y la Sección 5 muestra los resultados numéricos de las diferentes simulaciones y delinea algunas estrategias que pueden reducir las posibilidades de colapso.

2 CASO DE ESTUDIO

El caso considerado en este trabajo corresponde a un tanque ubicado en una zona dedicada a la explotación petrolífera en la provincia de Río Negro a 10 km al norte de la ciudad de General Roca (región Norte de la Patagonia), el cual colapsó a una velocidad de ráfaga de 50

km/h; teniendo el mismo una relación altura-diámetro (H/D) de 0,24 aproximadamente. Se trata de un tanque cilíndrico de acero de pared delgada sin techo (en etapa de construcción) no anclado.

La reglamentación disponible sobre la acción del viento y las normas que permiten diseñar los tanques de almacenamiento se concentran en el comportamiento de los mismos una vez finalizada la construcción, descuidando la etapa constructiva. El caso de estudio se muestra en la [Figura 2](#). El diámetro del tanque es $\phi=31$ m y la altura $h=7,5$ m, correspondiente a la altura del tanque construido en el momento del colapso. El espesor del tanque es de 3/16" (0,00476m).



Figura 2: Caso en estudio (vista barlovento).

Según los informes de la falla, en el momento del colapso en el tanque se encontraban totalmente montadas y soldadas las cuatro primeras virolas; aunque restando efectuar la soldadura entre la envuelta y el piso que estaban unidas por puntadas de 20 mm cada 500 mm aproximadamente. La quinta virola estaba colocada pero en la tarea de punteado sólo se había avanzado en no más del 30% del perímetro. Los vientos empezaron a producir desplazamientos del orden de 30 cm en la envuelta del tanque hasta el momento del colapso con ráfagas de viento de 50 km/h. La inspección ocular advirtió deformaciones plásticas en tres chapas, una de la primera virola y dos de la quinta. La [Figura 3](#) muestra una vista interior y exterior del tanque colapsado, pudiéndose observar el detalle de los puntos de soldadura en la unión entre la virola inferior y el fondo del tanque.



(a) (b)
Figura 3: Tanque colapsado, (a) Vista interior, (b) Vista exterior.

La norma [API 650 \(2011\)](#) establece que el proceso constructivo es propuesto por el constructor del tanque para que sea aprobado por el propietario, si ya no ha sido especificado

por escrito previamente. La soldadura debe asegurar la completa fusión del material. Las soldaduras del fondo del tanque son a tope si el espesor es menor de 10 mm y son uniones soldadas solapadas para espesores de hasta 16 mm. Después de presentadas las placas de fondo, se hacen puntos de soldadura para mantenerlas en su lugar y posteriormente se unen por soldadura en una secuencia que el constructor establece que genera la menor distorsión por encogimiento y que permite que la superficie sea lo más plana posible (Figura 4(a)). Durante la construcción se colocan riendas para sostener la cáscara a medida que aumenta la altura, que deben ser retiradas posteriormente, y las placas de la cáscara se mantienen en posición con la ayuda de sujetadores. En la ejecución de las juntas horizontales, la norma establece una tolerancia para asegurar el alineamiento vertical de la cáscara (Figura 4(b) y (c)).

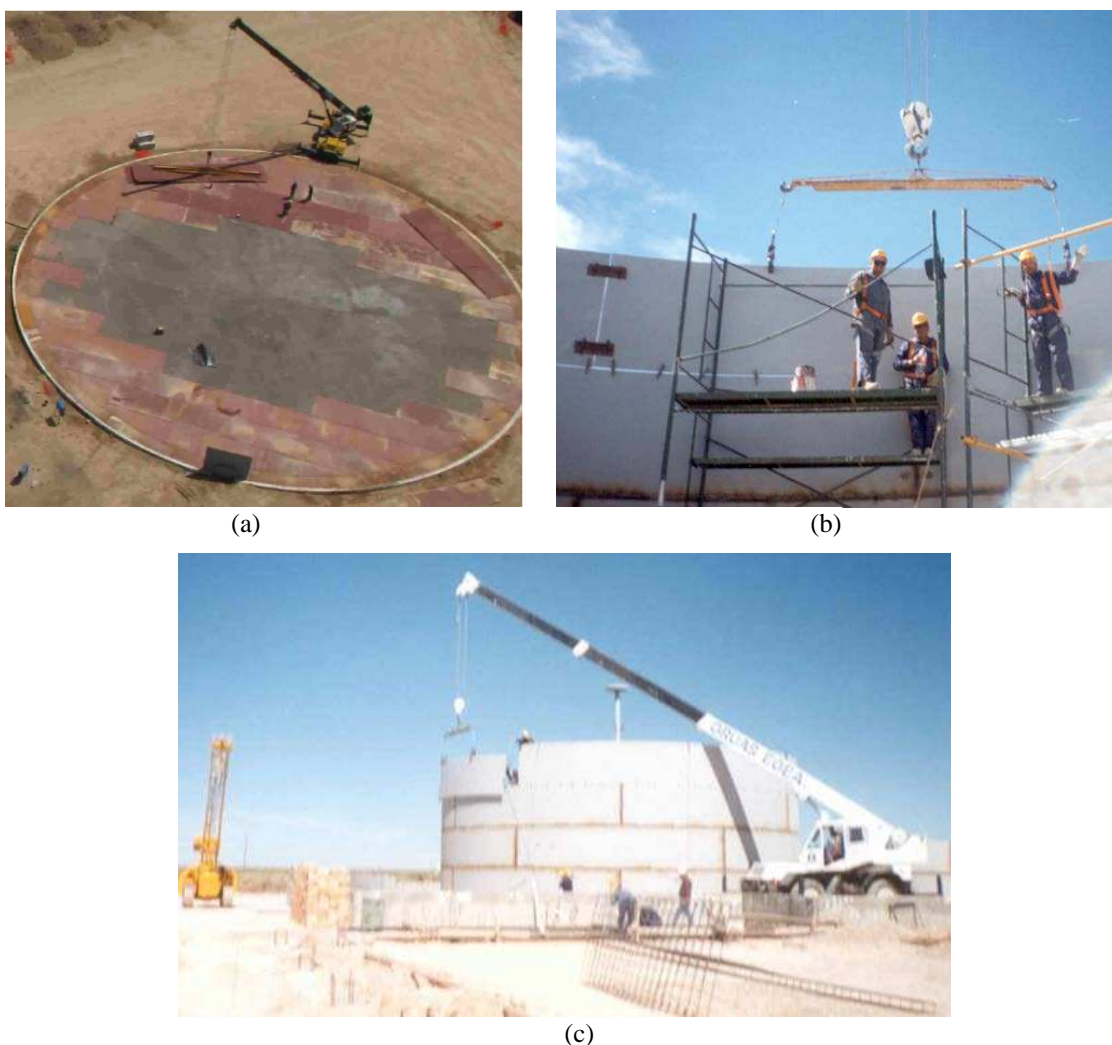


Figura 4: Etapas constructivas, (a) Fondo del tanque, (b) Envolverte cilíndrica (vista interior), (c) Envolverte cilíndrica (vista exterior).

La norma [API 650 \(2011\)](#), en su apartado 5.2.2.3, establece que la cáscara se puede unir por puntos de soldadura al fondo antes de comenzar la soldadura continua entre el borde del fondo de las placas de la cáscara y las placas del fondo. Esta soldadura es la más crítica ya que soporta las mayores tensiones locales del tanque. Por esta razón, para no crear tensiones adicionales durante la construcción de la envolverte cilíndrica, en algunos casos se mantienen los puntos de soldadura durante su construcción mientras se continúa elevando el cilindro y al

final se termina el cordón de soldadura continuo.

3 MODELACIÓN FÍSICA

Los ensayos en túnel de viento tuvieron propósitos diferentes, uno sobre modelos rígidos para obtener adecuadas medidas de presión tanto externa como interna en los modelos de tanques y así deducir el coeficiente de presión (C_p). Otros ensayos se realizaron sobre modelos flexibles para determinar el comportamiento de los tanques relacionado a inestabilidad del equilibrio frente a cargas de viento.

3.1 Descripción de equipamiento y condiciones de ensayos

Para realizar este trabajo se utilizaron dos túneles:

- El túnel de viento del Laboratorio de Dinámica de Fluidos Ambientales de la Universidad Nacional del Comahue (UNCO). Se trata de un túnel de viento didáctico de circuito abierto, de tipo meteorológico y subsónico. Tiene 0,8 m de ancho, 0,7 m de altura y 2 m de largo en la sección de trabajo. Este túnel se utilizó para obtener cualitativamente las deformaciones sobre el modelo flexible del tanque.

- El túnel de viento “Jacek P. Gorecki” del Laboratorio de Aerodinámica de Universidad Nacional del Nordeste (UNNE). Se trata de un túnel de viento de capa límite, subsónico de circuito abierto. La cámara de ensayos tiene 2,4 m de ancho, 1,8 m de altura y 22,4 m de largo. A barlovento del modelo hay una superficie rugosa de 17,1 m de largo. Está compuesta por bloques de madera de $30 \times 30 \times 22 \text{ mm}^3$ con una densidad areal de 15%. Con dicha distribución se genera un flujo de capa límite turbulento similar al viento natural sobre un terreno sub-urbano. La sección de ensayo está conectada con un regulador de caudal de 2,25 m de diámetro después del cual se encuentra un ventilador de igual diámetro accionado por un motor eléctrico de 92 kW. El aire pasa por un difusor antes de dejar el túnel. Este túnel se utilizó para obtener cuantitativamente la distribución de los coeficientes de presión en la estructura del tanque utilizando dos modelos rígidos; uno para obtener las presiones internas y otro para las externas. La [Figura 5](#) muestra vistas exterior e interior del túnel de viento usado.



(a) (b)
Figura 5: Túnel de viento “Jacek P. Gorecki”, (a) Vista exterior, (b) Vista interior.

3.2 Análisis de semejanza para modelos rígido y flexible

Los modelos a ensayar pueden ocupar sólo un 10% del área de la cámara de ensayos y hasta un 60% en dirección horizontal, debido a que en las paredes se genera una capa límite y se debe asegurar que no interfieran en el flujo en el que está inmerso. A partir de estos datos se obtuvieron las dimensiones máximas del modelo que resultan 48 cm para el diámetro del

modelo flexible y 144 cm para el modelo rígido.

Semejanza Geométrica: Se adoptó para la realización del modelo rígido un diámetro de 0,40 m por la disponibilidad de un caño de PVC rígido y un diámetro de 0,45 m para el modelo flexible construido con material Mylar de espesor 0,0001435 m. De esta manera se estableció la escala α para el modelo rígido, α_1 para las dimensiones del modelo flexible y α_2 para los espesores del modelo flexible con las expresiones dadas en la Ec. (1), que se presentan resumidas en la **Tabla 1**.

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{\text{Diámetro del prototipo}}{\text{Diámetro del modelo}} = \frac{\phi_p}{\phi_m} = \frac{31\text{ m}}{0,4\text{ m}} = 77,5, \\ \alpha_1 &= \frac{\text{Diámetro del prototipo}}{\text{Diámetro del modelo}} = \frac{\phi_p}{\phi_m} = \frac{31\text{ m}}{0,45\text{ m}} = 68,9, \\ \alpha_2 &= \frac{\text{Espesor del prototipo}}{\text{Espesor del modelo}} = \frac{e_p}{e_m} = \frac{0,00476\text{ m}}{0,0001425\text{ m}} = 33,4,\end{aligned}\quad (1)$$

TANQUE	Prototipo (m)	Modelo rígido		Modelo flexible	
		Escala (α)	Modelo (m)	Escala(α_1) (α_2)	Modelo (m)
Diámetro	31	77,5	0,40	68,9	0,45
Altura colapso	7,5		0,0968		0,1089
Espesor	0,00476			33,4	0,0001425

Tabla 1: Semejanza geométrica los modelos rígido y flexible.

Semejanza Cinemática: Para la semejanza cinemática es condición necesaria que exista semejanza geométrica y es necesario establecerla para vincular velocidades entre el prototipo y el modelo. Esto se consigue mediante el uso del Número de Froude (Fr) evaluado en función de la velocidad del viento (V), el diámetro del tanque y la aceleración de la gravedad (g), estableciendo que éste es el mismo para el prototipo y para el modelo lo que asegura que la relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas de gravedad será la misma en ambos.

$$\begin{aligned}Fr_m = Fr_p &\rightarrow \frac{V_m^2}{\phi_m g} = \frac{V_p^2}{\phi_p g} \Rightarrow \left(\frac{V_p}{V_m}\right)^2 = \frac{\phi_p}{\phi_m} \\ \text{si } \beta_1 &= \frac{V_p}{V_m} \Rightarrow \beta_1 = \sqrt{\alpha_1}\end{aligned}\quad (2)$$

La Ecuación (2) permite vincular la relación de velocidades (β_1) con la escala geométrica (α_1) del modelo flexible, resultando $\beta_1=8,3$ y la velocidad registrada al momento del colapso ($V_p=50$ km/h) se toma el valor $V_m=1,7$ m/s.

Semejanza Dinámica: En este caso es necesario que exista semejanza cinemática y se logra manteniendo la igualdad del Coeficiente de Arrastre (C_D) entre prototipo y modelo, de esta manera se asegura que la relación entre la presión de arrastre y la presión dinámica tendrá valores similares. El Coeficiente de Arrastre toma la expresión dada en la Ec. (3) y la relación de escala de fuerzas (γ) permite establecer la relación de módulos de elasticidad (E) necesaria para el modelo a ensayar tal como se expresa en la Ec. (4). En la Ec. (3), f_{arrastre} es la fuerza de arrastre en el prototipo (f_{arrastre}^p) y en el modelo (f_{arrastre}^m). Para la definición del módulo de Elasticidad del material del prototipo (E_p) y del modelo (E_m) se considera la fuerza actuando en el area transversal del prototipo (F_p) y del modelo (F_m), estas expresiones están

incluidas en la Ec. (4). El área (A^*) considerada en este caso es el area transversal del modelo y prototipo, que incluye el espesor.

$$C_D = \frac{f_{arrastrre}/Area}{\frac{1}{2}\rho_{aire} V^2} ; C_{Dm} = C_{Dp} \rightarrow \frac{V_p^2}{V_m^2} \frac{A_p}{A_m} = \frac{f^p_{arrastrre}}{f^m_{arrastrre}} \quad (3)$$

$$si \quad \gamma = \frac{f^p_{arrastrre}}{f^m_{arrastrre}} = \beta_1^2 \alpha_1^2 \Rightarrow \gamma = \alpha_1^3$$

$$\frac{E_p}{E_m} = \frac{F_p}{F_m} \frac{A_m^*}{A_p^*} ; \frac{A_m^*}{A_p^*} = \frac{\pi \phi_m e_m}{\pi \phi_p e_p} = \frac{1}{\alpha_1 \alpha_2} \Rightarrow \frac{E_p}{E_m} = \frac{\alpha_1^2}{\alpha_2} \quad (4)$$

Dado que el tanque es de acero ($E=210.000*10^3$ kPa), resulta necesario un material con un módulo de elasticidad de valor aproximado a $1478,1*10^3$ kPa, según la relación entre módulos de elasticidad de 142,1. Se adoptó como material una lámina plástica flexible denominada Mylar que fue ensayada en el Laboratorios de Mecánica Aplicada de la UNCO, cumpliendo la norma [ASTM D 882 \(2002\)](#). El resultado de los ensayos de módulo de elasticidad fue $2.785,5*10^3$ kPa que se considera aceptable ya que está en el orden de magnitud de lo requerido.

Para llevar a cabo la unión piso-pared del modelo flexible se pretendió generar una rigidez similar a la del prototipo. Como no se poseía información de la resistencia de las soldaduras para la unión de aceros al carbón utilizada se adoptó la utilización de electrodos celulíticos CONARCO 10 para llevar a cabo la semejanza. Dichos electrodos poseen una tensión de rotura de entre 49 y 59 kg/mm²; adoptándose la menor para tomar el caso de la soldadura menos favorable en el análisis. Al considerar las escalas adoptadas anteriormente resultaron valores muy pequeños por lo que se decidió el uso de un material que aporte 30 g por soldadura antes de ceder. Se realizaron ensayos usando cinta de papel de 0,5 mm de espesor.



Figura 6: Modelos para ensayos en túnel de viento, (a) Modelo flexible, (b) Modelo rígido con tomas internas y externas.

En la [Figura 6](#) se muestran los modelos flexible y rígido (con las tomas necesarias para

medir las presiones). En el modelo rígido se dispusieron 20 tomas para medir presiones externas a una altura del 70% y 30%, en cada altura a lo largo de todo el perímetro, y 59 tomas en total para medir las presiones internas, 29 distribuidas en toda el área de la base del tanque y 30 abarcando la pared interna a dos alturas (15 a una altura del 70% y las otras 15 a una altura del 45%).

3.3 Resultados experimentales para modelo flexible

A partir del análisis dimensional se obtuvo el modelo a escala del tanque y la velocidad de falla del modelo que debería ser de aproximadamente 1,7 m/s (50 km/h del prototipo). Dado que no se consideró la densidad del material del modelo respecto al prototipo se optó por colocar una pesa dentro del modelo para mantenerlo en la posición.

En una primera instancia se dispuso la pesa en el centro del modelo produciéndose deformaciones apreciables a velocidades de 1,5 m/s (equivalente a 45 km/h del prototipo); además, se produjo un levantamiento de la base en la zona a barlovento, como se muestra en la [Figura 7\(a\)](#). Con el fin de obtener representada la deformada en el colapso de la estructura se aumentó la velocidad de ensayo pero el levantamiento en el modelo era excesivo por lo que se adelantó la pesa a la mitad del radio del modelo. Esto produjo que la velocidad con deformaciones apreciables aumente a 2,10 m/s (63 km/h del prototipo), como se presenta en la [Figura 7\(b\)](#), viéndose más pronunciada a 2,60 m/s (78 km/h del prototipo).

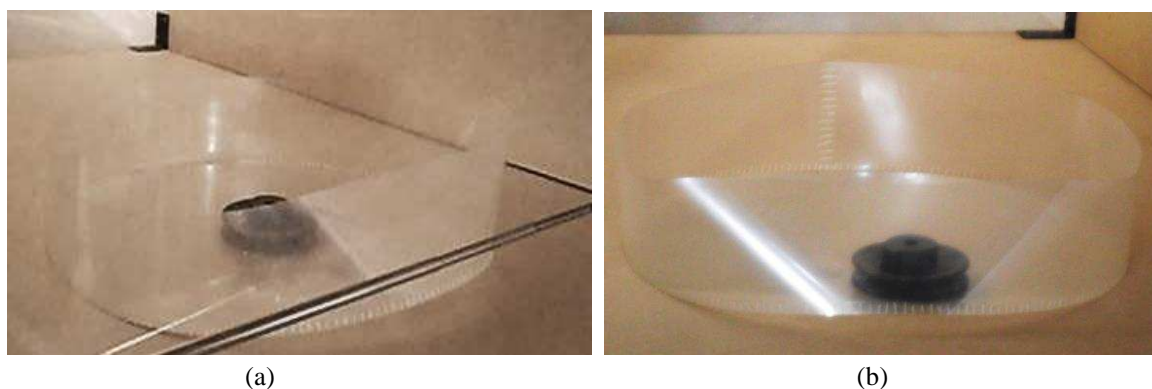


Figura 1: Deformación del modelo, (a) 1.5m/s (pesa centro del tanque),
(b) 2.1m/s (pesa 0.5r, r: radio del modelo).

Aunque el modelo mostró levantamiento de la base a barlovento, al aumentar la velocidad a 3,15 m/s (94 km/h del prototipo) se observó que la base se siguió levantando pero el punto a barlovento de ella se apoyó en el piso como se observa en la [Figura 8\(a\)](#). Esto se debe a que la pared a barlovento se deforma excesivamente provocando que las presiones empujen dicho punto hacia el suelo. Se realizó una última prueba con la pesa lo más a barlovento posible, obteniéndose leves deformaciones a 2,30 m/s (69 km/h del prototipo) y al aumentar gradualmente al aumentar la velocidad se presentaron deformaciones mayores aunque con una forma diferente a la de colapso ([Figura 8\(b\)](#)). Es necesario destacar que al evitar que se levante el piso en la zona a barlovento la velocidad de colapso se elevó significativamente y además se observó un cambio en la forma de modo de la deformada.

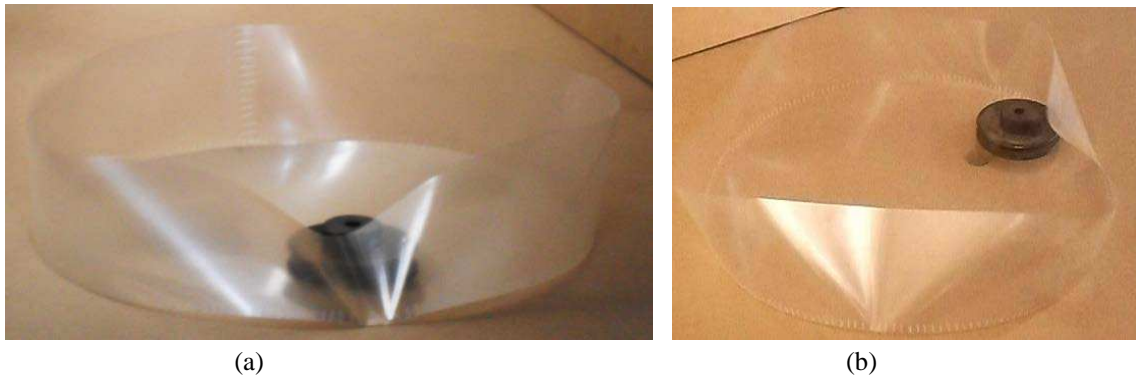


Figura 8: Deformación del modelo con pesa a barlovento, (a) 3,15m/s, (b) 3,7m/s.

Otro aspecto a observar es que, en ninguno de los ensayos con el modelo flexible, la unión soldada entre el cilindro y el fondo del tanque sufrió desprendimientos y/o roturas. Esto puede deberse a que cada unión debía soportar tensiones muy bajas, equivalente a una fuerza de 30 g, que podría ser mejor representada al adoptar modelos de mayor tamaño.

3.4 Resultados experimentales para modelo rígido

Para llevar a cabo las mediciones durante los ensayos se utilizó un multimanómetro con 90 tomas disponibles, como se muestra en Figura 9(a). Para medir la presión dinámica se utilizó un tubo de Pitot-Prandtl (Figura 9(b)) conectado al multimanómetro como también a un micromanómetro Betz tipo 2500 con un error de 0,1 Pa (Figura 9(c)). Complementariamente se llevó registro de la presión atmosférica y la temperatura ambiente en cada ensayo.

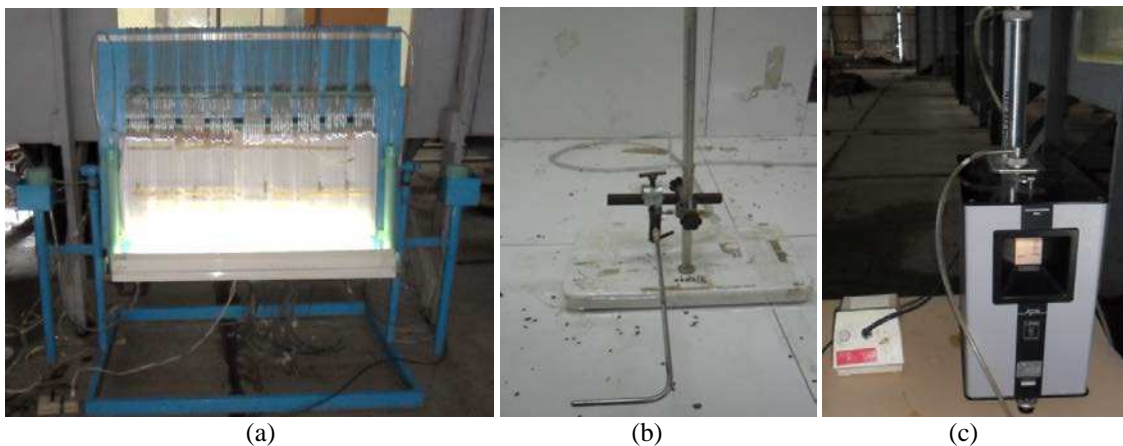


Figura 9: (a) Multimanómetro, (b) tubo de Pitot-Prandtl, (c) micromanómetro de Betz.

El tubo de Pitot-Prandtl se posicionó en el túnel de viento 1m a barlovento del modelo a una altura igual a la altura del modelo y sobre la línea que pasa por la cara lateral de éste, como se observa en la Figura 10. Cada modelo fue ensayado a tres velocidades: 11 m/s, 15 m/s y 19 m/s, al analizar los datos se observó que la mayor velocidad presentaba valores más estables. Como los datos fueron obtenidos con la utilización de un multimanómetro se procedió a la obtención de los datos a partir de tomas fotográficas.

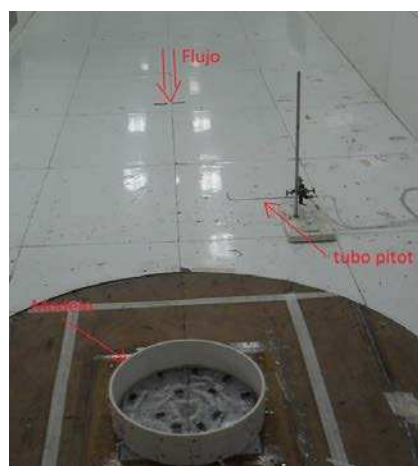


Figura 10. Modelo dispuesto en el túnel para ensayo.

La acción del viento sobre la cáscara cilíndrica de un tanque de almacenamiento, ha sido estudiada por diversos autores. Generalmente se considera que la variación espacial de presiones en la parte cilíndrica del tanque es constante en altura y variable alrededor de su circunferencia, independientemente de las dimensiones del tanque. El parámetro adimensional utilizado para cuantificar la distribución de la acción del viento, se denomina Coeficiente de Presión. El coeficiente de presión (C_p) relaciona la presión estática con la presión dinámica que existe en un punto dado en el seno de un fluido. Entendiéndose a la presión estática y la dinámica como las componentes de presión y velocidad, respectivamente, de la ecuación de Energía de Bernoulli. El coeficiente de presión se obtiene a través de la Ec. (5) en función de los valores (P y V) medidos en el túnel.

$$C_p = \frac{\text{Presión Estática}}{\text{Presión Dinámica}} = \frac{P - P_\infty}{\frac{1}{2} \rho V^2} \quad (5)$$

donde P es la presión absoluta en el punto donde se quiere obtener C_p ; P_∞ es la presión absoluta del fluido fuera del área de perturbación del objeto inmerso; ρ es la densidad del fluido y V es la velocidad del flujo.

En general para cilindros sometidos a viento, las presiones externas toman en la generatriz a barlovento, un coeficiente de presión igual a $C_p=1,0$ relacionado con una presión máxima positiva en la dirección del viento y entre los 30° y 45° cambia a valores negativos (succión) cuyo valor máximo ocurre entre 80° y 90° desde la dirección del viento. Los coeficientes de presión positivos indican presiones, y los negativos indican succiones. En este caso también resulta de interés la evaluación de presiones internas y en el fondo del tanque, dado que al momento del colapso aún no estaba montado el techo cónico del tanque.

Los datos de tomas externas se procesaron a partir de dos fotos completas (F.1 y F.2) y una cortada en tres (V.F). Los resultados de los coeficientes de presión obtenidos a partir de ellas se vuelcan en la Figura 11, correspondientes a la línea de tomas superior (0,7 H) y a la línea de tomas inferior (0,3 H) respectivamente. Estos ensayos se llevaron a cabo con a una velocidad de flujo libre de 18,7 m/s obteniendo Reynolds de $5 \cdot 10^5$. Los coeficientes de presión se presentan en función del ángulo circunferencial medido a partir del meridiano a barlovento, en todos los casos. Los datos de tomas internas se procesaron a partir de dos fotos completas (F.1 y F.2). Los resultados de los coeficientes de presión obtenidos a partir de ellas se vuelcan en la Figura 12. En la Figura 13 se pueden observar los coeficientes de presión en

el piso del tanque, para una velocidad de flujo libre de 18,0 m/s obteniendo Reynolds de $4,8 \cdot 10^5$.

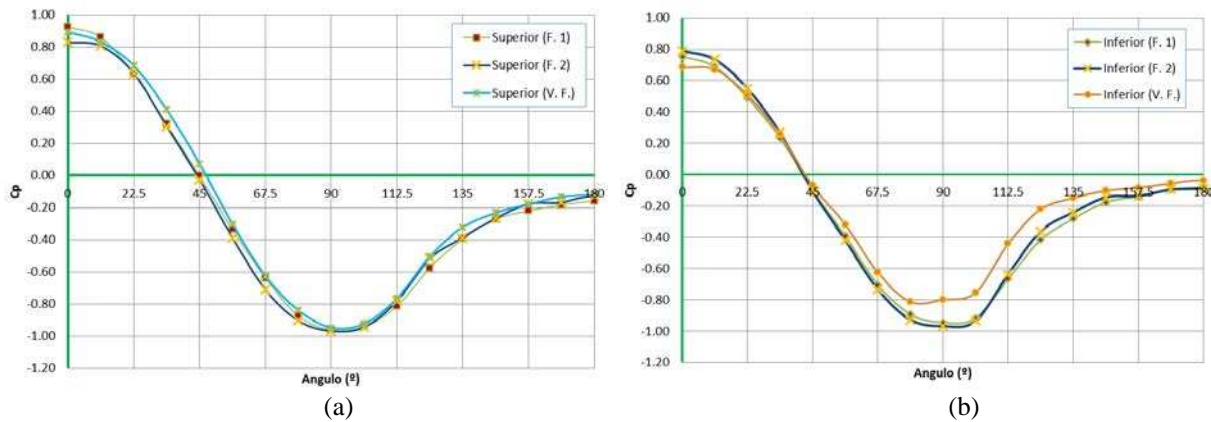


Figura 11: Coeficientes de presión externos, (a) superiores (H = 70%), (b) inferiores (H = 30%).

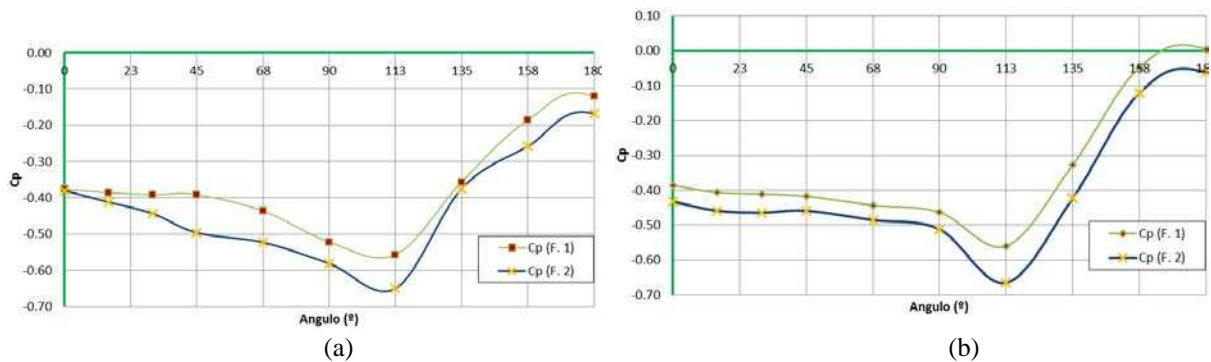


Figura 12: Coeficientes de presión internos en pared, (a) superiores (H = 70%), (b) inferiores (H = 45%).

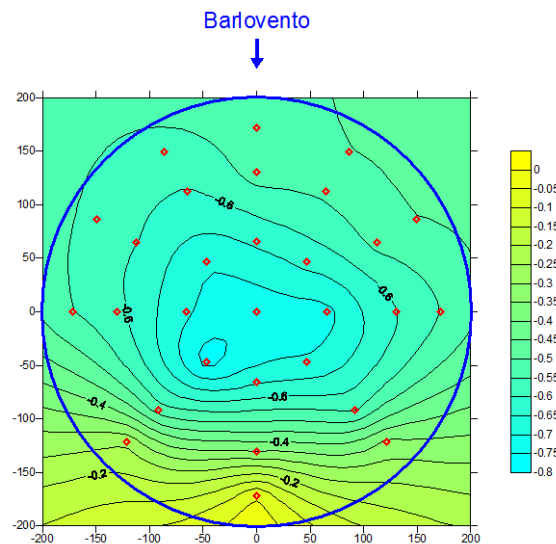


Figura 13: Coeficientes de presión internos en piso.

Se puede observar que hay una diferencia entre los valores hallados según las fotos completas (F1, F2) y la foto parcial, que es más notable en los valores correspondientes a las presiones interiores. A pesar de ello, se puede observar que la Figura 11(a) para la medición a 0,7 H muestra una distribución de coeficientes de presión muy similar a la correspondiente a la recomendación ASCE 7.2 (2002) y al reglamento CIRSOC 102 (2005) con un valor de C_p

próximo a 1 en el meridiano a barlovento y un cambio de valores positivos a negativos a un ángulo $\theta=45^\circ$. En la zona de succión el valor máximo es cercano a $C_p=-1$ con valores a sotavento de $C_p=-0,2$. En la [Figura 11\(b\)](#) para las presiones medidas a $0,3 H$, la distribución es semejante pero con valores menores ya que están afectados por la distribución de altura de las velocidades de viento y la cercanía al nivel de piso. La comparación con los valores indicados en CIRSOC 102 es bastante parecida a barlovento con valores algo menores en la zona de succiones.

Los coeficientes de presión interna ([Figura 12](#)) muestran una variación circunferencial con valores de succión en todo el perímetro, a barlovento $C_p=-0,4$ presentando un pico entre $C_p=-0,6$ y $C_p=-0,7$ en un ángulo θ cercano a 110° . Los valores de succión más bajos se producen a sotavento del orden de $C_p=-0,10$. La distribución de coeficientes de presión interna no muestra mayores variaciones con la altura de los puntos de medición, entre $0,7 H$ y $0,45 H$. En general, la succión en las paredes interiores es mayor al valor $C_p=-0,18$ indicado en el reglamento. [Uematsu \(2008\)](#) muestra una distribución de presiones interiores similar aunque con valores diferentes, los tanques ensayados presentan una relación de aspecto $H/D=0,5$ y $H/D=1$, diferente a este tanque que tiene relación $H/D=0,24$.

Todo el fondo del tanque está sometido a succión con los mayores valores en el centro del tanque del orden de $C_p=-0,6$, a barlovento C_p varía entre $C_p=-0,4$ y $C_p=-0,6$ y a sotavento se reducen llegando a un valor cercano a $C_p=-0,1$ en el meridiano opuesto a la dirección del viento. [Uematsu \(2008\)](#) también encuentra que el fondo del tanque está sometido a succión totalmente aunque con valores de succión mayores para un tanque con $H/D=1$.

4 MODELACIÓN NUMÉRICA

4.1 Descripción del modelo numérico

Se realiza el análisis numérico de la estabilidad del equilibrio del prototipo mediante el programa de propósitos generales [ABAQUS \(2006\)](#). El tanque estudiado posee $15,5$ m de radio y $7,5$ m de altura, siendo de acero A36 con un módulo de Elasticidad de 210 MPa y un coeficiente de Poisson de $0,3$. Las paredes del tanque se modelan con un espesor de $0,00476$ m ($3/16''$) mientras que el fondo tiene un espesor de $0,0064$ m ($1/4''$).

Debido a la simetría de cargas como geométrica y de materiales, se modela la mitad del tanque asumiendo condiciones de simetría en el plano medio. La [Figura 14](#) muestra el modelo numérico usado. El tanque es modelado con elementos de cáscara (tipo *Shell*) homogéneos adoptando en el espesor 5 puntos de integración intermedia siguiendo el método de Simpson. Las paredes del tanque, como los 5m externos en la base se modelan con elementos cuadriláteros de 8 nodos y 5 grados de libertad (S8R5); mientras que los 10,5 m de radio centrales con elementos triangulares de 6 nodos y 5 grados de libertad (STRI65). Ambos elementos tienen 3 componentes de desplazamiento y 2 giros en el plano de la cáscara. En ABAQUS, los elementos cuadráticos S8R5 y STRI65 sólo se pueden usar como cáscaras delgadas. El material se considera elástico, lineal e isótropo.

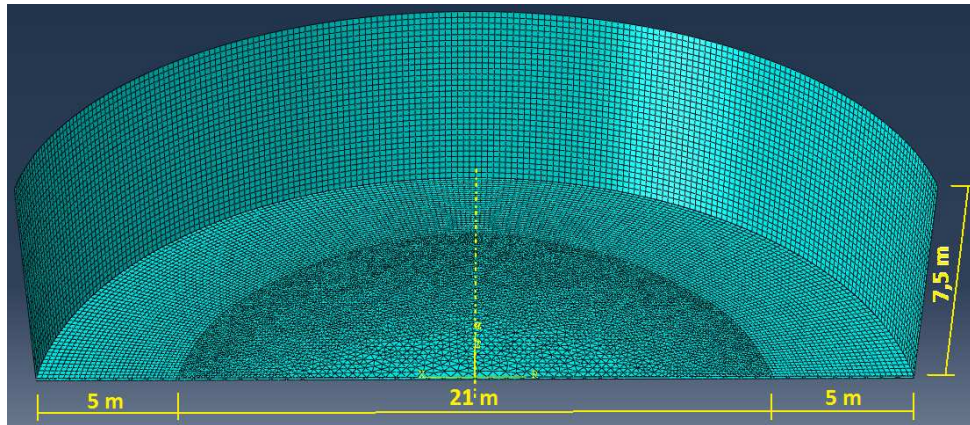


Figura 14: Modelo numérico del tanque estudiado.

4.2 Definición de cargas de viento

Se introdujeron en el modelo los valores de los coeficientes de presión, obtenidos en los resultados experimentales, como cargas para llevar a cabo los análisis numéricos. Para ello se obtuvo una ecuación de tendencia para las distintas ubicaciones de los coeficientes de presión, de manera de hallar una expresión analítica a usar en la definición de las cargas.

Se adopta para la zona de las paredes una ecuación de presión constante en altura, debido a la poca variación de la presión, tomando los valores medidos para la altura al 70% como única. Se usaron los C_p (F.1) para la tendencia de las presiones exteriores y los C_p (F.2) para las internas (Figura 11(a) y Figura 12(a)) adoptando una serie de cosenos en ambos casos. La Ec. (6) presenta las expresiones usadas en cada caso, ambas planteadas en función del ángulo θ medido respecto al meridiano a barlovento. Para las presiones en la base se utilizan los C_p de la Figura 13, se adoptan dos tendencias polinómicas, una variable de barlovento a sotavento (eje x) en la zona de elementos triangulares (Zona 1) y otra variable en θ (con eje cilíndrico) en la zona de elementos rectangulares (Zona 2). Las expresiones se muestran en la Ec. (7).

$$C_p^{ext} = -0,2492 + 0,4183 * \cos(\theta) + 0,6675 * \cos(2\theta) + 0,1116 * \cos(3\theta) - 0,0451 * \cos(4\theta) + 0,0262 * \cos(5\theta) + 0,0076 * \cos(6\theta) - 0,0069 * \cos(7\theta) \quad (6)$$

$$C_p^{int} = -0,4486 - 0,0703 * \cos(\theta) + 0,1603 * \cos(2\theta) - 0,0523 * \cos(3\theta) + 0,0035 * \cos(4\theta) + 0,0339 * \cos(5\theta)$$

$$C_p^{Zona 1} = 4,32881354E^{-07} * x^5 - 4,2258458E^{-06} * x^4 + 0,00018844 * x^3 + 0,00255891 * x^2 - 0,00741499 * x - 0,5734265 \quad (7)$$

$$C_p^{Zona 2} = -2,8251E^{-09} * \theta^4 + 8,9791E^{-07} * \theta^3 - 5,5203E^{-05} * \theta^2 - 0,0003 * \theta - 0,532$$

Estas expresiones son incluidas como un campo analítico predefinido sobre las superficies de la cáscara cilíndrica y el fondo del tanque. Sobre las paredes del tanque se considera

aplicada la presión como la suma de los coeficientes de presión exterior e interior generando a barlovento una zona más amplia de compresiones y a sotavento menores valores de coeficientes de presión. La [Figura 15](#) muestra las cargas aplicadas en el modelo numérico del tanque. Estos coeficientes de presión dan la forma de la distribución de viento sobre el tanque que es escalada es función de un parámetro λ amplificador de la carga hasta que la estructura llegue a la inestabilidad del equilibrio, esas presiones de viento son posteriormente vinculadas con la velocidad del viento necesaria para llegar al colapso del tanque tal como se muestra en la [Figura 2](#).

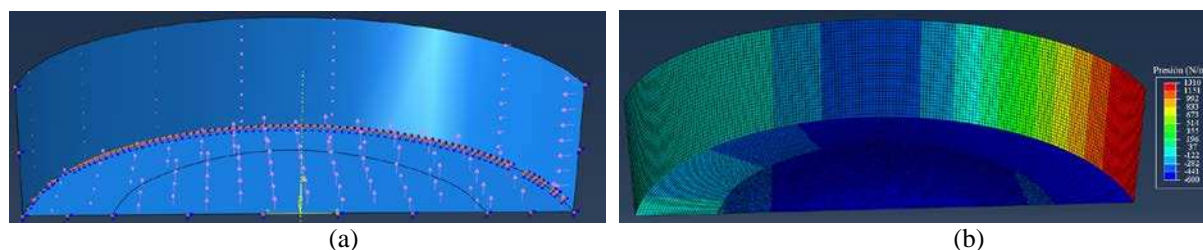


Figura 15: Cargas de viento aplicadas en el modelo, (a) como vectores, (b) distribución superficial.

4.3 Evaluación de inestabilidad del equilibrio

El análisis de bifurcación lineal (LBA) mediante autovalores y autovectores permite obtener las cargas críticas y los modos críticos asociados, que son una primera aproximación a los valores a los que pueden aparecer problemas de inestabilidad del equilibrio. Se asume que la respuesta antes de la deformación es esencialmente lineal. Este método es útil para aquellas estructuras que se deforman muy poco antes de pandear. Un análisis de estabilidad lineal se basa en un problema clásico de autovalores,

$$\left(\mathbf{K}_0 + \lambda^c \mathbf{K}_G \right) \Phi^c = 0 \quad (8)$$

donde \mathbf{K}_0 es la matriz de rigidez lineal del sistema, \mathbf{K}_G la matriz de carga-geometría, que incluye la parte no lineal de las relaciones cinemáticas, λ^c es la carga crítica (el autovalor) y Φ^c es la forma de modo dada por el autovector. La carga crítica λ^c es el parámetro multiplicador de la carga de viento de referencia.

Para investigar el comportamiento real de estructuras en el rango postcrítico, es necesario considerar los efectos de la no linealidad geométrica (GNIA), teniendo en cuenta que los desplazamientos no son despreciables en comparación con el espesor de la cáscara y que la geometría de los elementos varía durante la actuación de las fuerzas exteriores de modo que las deformaciones no pueden aproximarse de forma lineal. Esto supone tener en cuenta los términos de segundo orden en las relaciones entre deformaciones y desplazamientos y plantear el equilibrio de la estructura en la configuración deformada de la misma. Este análisis se puede realizar en Abaqus mediante el método de [Riks \(1972, 1979\)](#) que permite predecir un comportamiento inestable de la estructura y colapso aportando información más completa que el análisis de autovalores y autovectores. Las imperfecciones geométricas consideradas tiene la forma del primer modo crítico y una amplitud expresada en función del espesor de la cáscara.

Estudios numéricos anteriores realizados por los autores ([Jaca 2008](#); [Jaca y Godoy, 2010](#)) utilizaron una representación de la carga de viento dada por [Rish \(1967\)](#), pero en este trabajo se consideran las distribuciones medidas en el túnel de viento según las expresiones dadas por las Ec. (6) y (7). Con el objeto de reproducir el mecanismo de falla

se plantean estudios estáticos en diferentes etapas: por un lado se realiza un análisis de autovalores lineal (LBA) para evaluar cargas críticas y además se efectúa un estudio de seguimiento de trayectoria considerando no linealidad geométrica incluyendo imperfecciones geométricas (GNIA) para intentar reproducir la deformada final observada en el tanque colapsado, relacionando en todos los casos las cargas máximas halladas con las velocidades de viento. Con el objeto de relacionar las cargas críticas halladas con velocidades del viento, se recurre a las especificaciones del [CIRSOC 102 \(2005\)](#), que plantea que la presión ejercida por el viento se vincula con la velocidad a través de la siguiente expresión:

$$q = 0,613 K_z K_{zt} K_d I V^2 \quad (9)$$

donde V es la velocidad del viento expresada en [m/s] y q es la presión dinámica básica ejercida por el viento expresada en [N/m²]. K_{zt} es el factor topográfico cuyo valor para terreno plano es K_{zt}=1, K_d es el factor de direccionalidad del viento, usado en combinación de cargas, adoptando en este caso el valor K_d= 1, I es el factor de importancia, que adopta para Categoría II el valor I = 1, y K_z es el factor de exposición a presión dinámica con valor K_z=0,94.

Las condiciones de borde usadas usualmente son restricciones de desplazamiento en las tres direcciones coordenadas pero dadas las condiciones asociadas a la etapa constructiva en la que se produjo el colapso, se plantearon diferentes condiciones simulando escenarios que representen la configuración final de la deformada. Para ello se definieron diferentes condiciones de borde representadas en modelos de estudio denominados: modelo principal, secundario y simple, de complejidad decreciente para el análisis.

Modelo principal: es el modelo más completo ya que para considerar la vinculación con el suelo, como un apoyo sobre toda la superficie del fondo del tanque, se utiliza una interacción del tipo “contacto superficie a superficie” (*Penalty*), como condición de contacto. Se configura de manera que la base del tanque (*Slave surface*) no pueda moverse en dirección a una superficie similar ubicada 10 cm por debajo (*Master Surface*). Así, su comportamiento sería idéntico a una cama de resortes rígida. Se considera la pared del tanque unida al fondo cada 50 cm a través de ataduras en los nodos, representando los puntos de soldadura. Para la limitación impuesta en los puntos de soldadura se usa un tipo de interacción llamada “*Tie*” (atadura). Se incorporan tres empotramientos en la zona central del tanque para evitar desplazamientos en la dirección del viento, ya que esta zona no presenta desplazamientos en la estructura colapsada.

Modelo secundario: se reemplazan los tres empotramientos centrales por apoyos cada 50cm en las zonas de la soldadura piso-pared y se considera la interacción con el suelo como en el caso anterior. Sobre este modelo se realizan distintos análisis liberando puntos de soldaduras entre el piso y la pared, en la zona a barlovento, para visualizar la disminución de la carga crítica en caso de que la soldadura ceda.

Modelo simple: se retira la vinculación con el suelo e incorpora los tres empotramientos en la zona central (iguales a los del modelo principal), manteniendo los apoyos cada 50cm para simular el apoyo. Este modelo surge debido a que no se logra simular correctamente el apoyo completo de la base con el piso para el análisis no lineal geométrico, por lo que se plantea un modelo más sencillo.

Los análisis de Bifurcación Lineal, más sencillos y menos demandantes de tiempo de cálculo, se realizan con los tres modelos descritos anteriormente mientras que el Análisis No Lineal Geométrico con Imperfecciones Geométricas se plantea solamente en base al

modelo simple. Como resultado del Análisis de Bifurcación Lineal llevado a cabo con el modelo simple se obtiene como forma de modo crítico la deformada mostrada en la Figura 16 que es usada como forma de imperfección geométrica en los análisis de Riks.

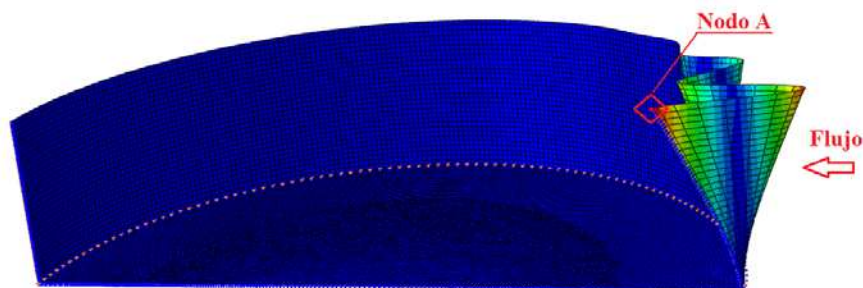


Figura 16: Forma de modo crítico, utilizada como imperfección geométrica.

5 RESULTADOS DE LA SIMULACIÓN NUMÉRICA

5.1 Análisis de Bifurcación Lineal (LBA)

En base al modelo principal se logra obtener una carga crítica teórica de $0,2 \text{ kN/m}^2$ cuya forma de modo asociada es similar a la mostrada en la Figura 16. Al relacionar esta carga con la velocidad del viento equivalente a partir de la Ec. (9) se obtiene una velocidad de colapso teórica de $57,1 \text{ km/h}$. Considerando que el colapso del tanque fue a velocidades de 50 km/h , se concluye que el modelo principal es un buen análisis para obtener las cargas críticas.

Los estudios usando los modelos secundarios se realizan para observar el comportamiento del tanque en el caso de que alguna de las soldaduras a barlovento fallara, este análisis se logra soltando las ataduras (*Tie*) que vinculan los nodos. En un primer análisis con empotramientos cada 50 cm en las zonas de las soldaduras y manteniendo el contacto con el suelo, se obtienen cargas críticas mayores debido a que se está aumentando la rigidez del tanque en todo el borde de la base; principalmente por aumentar la rigidez a barlovento. La carga crítica toma el valor $0,29 \text{ kN/m}^2$ ($68,7 \text{ km/h}$), un 31% más alta que la del modelo principal, mostrando la misma forma de modo. Al liberar 5m de apoyos a barlovento, la carga crítica baja a $0,22 \text{ kN/m}^2$ ($59,2 \text{ km/h}$), por la disminución de la rigidez en la zona en que más influye la carga de viento, como se muestra en la Figura 17. Es decir, se observa una reducción de las cargas críticas como también un cambio en la forma de modo, mostrando la importancia que representa en la respuesta estructural del tanque el relajar las condiciones de borde.

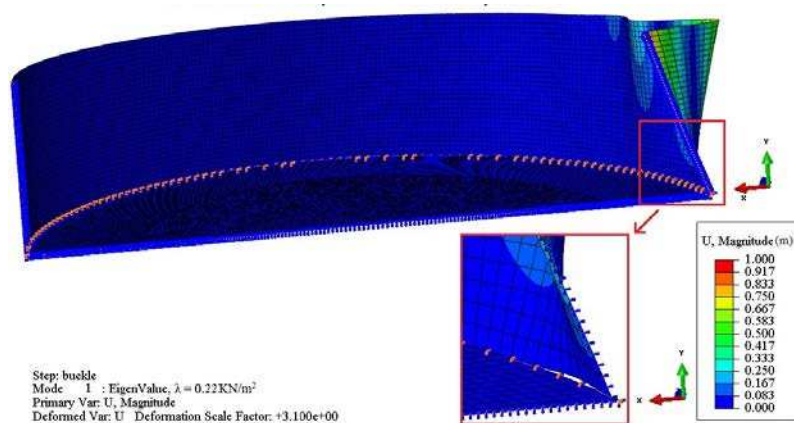


Figura 17: Forma de modo crítico con apoyo libre en 5m a barlovento.

En el análisis con el modelo simple, que no incluye la presencia del apoyo con el suelo en todo el fondo del tanque y que considera apoyos cada 50 cm en las zonas de las soldaduras, el resultado fue idéntico al modelo secundario siendo su carga crítica de $0,29 \text{ kN/m}^2$ ($68,7 \text{ km/h}$). Por esta razón, se adopta el modelo simple para los análisis con no linealidad geométrica ya que los resultados son iguales y los tiempos de máquina necesarios son menores. Considerando una condición de borde con 1,5 m y 3 m de apoyos libres a barlovento con el modelo simple, las cargas críticas resultan $0,23 \text{ kN/m}^2$ ($60,8 \text{ km/h}$) y $0,14 \text{ kN/m}^2$ ($47,3 \text{ km/h}$), respectivamente. Estos últimos modelos simplificados son los utilizados en los análisis de Riks siendo los valores obtenidos con LBA una referencia de partida.

5.2 Análisis No Lineal Geométrico con Imperfecciones Geométricas (GNIA)

El método de Riks obtiene soluciones de equilibrio, controlando en cada incremento la curva carga-desplazamiento. Este método es el usado para desarrollar estos análisis. En una primera instancia se utiliza el modelo simple con empotramientos cada 50 cm en la zona de las soldaduras piso-pared sin imperfección geométrica. Además en los siguientes análisis se incorporan imperfecciones con la forma del primer modo mostrado en la Figura 16 con amplitud $\xi=0,5 \text{ cm}$ y $\xi=1 \text{ cm}$. Estas magnitudes de imperfección se consideran compatibles con el proceso constructivo. La Figura 18 muestra el seguimiento de la trayectoria de equilibrio del Nodo A, ubicado en la parte superior del meridiano a barlovento indicado en la Figura 16. Este nodo corresponde al punto de máximo desplazamiento.

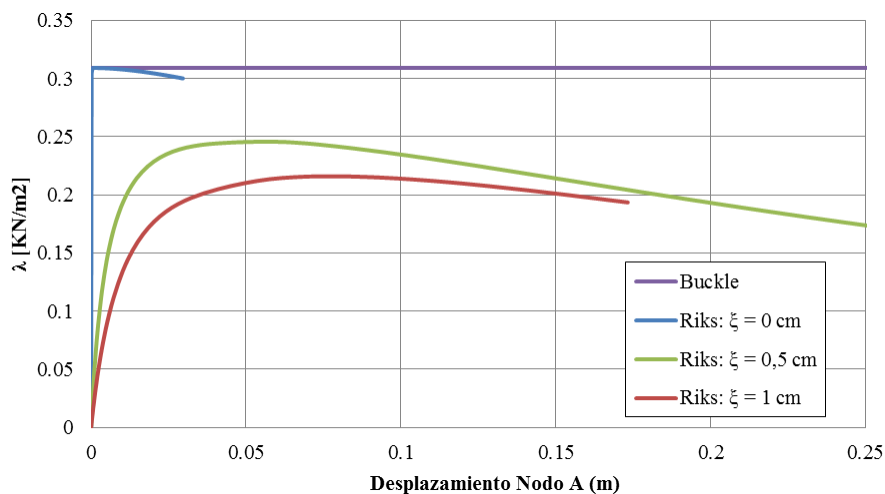


Figura 18: Trayectoria de equilibrio del Nodo A para apoyos cada 0.5m en todo el perímetro.

Como se observa en la Figura 18, el análisis de Riks sin imperfecciones tiene un tope en la carga crítica de $0,31 \text{ kN/m}^2$ y las deformaciones hasta alcanzar ese valor son muy bajas correspondiendo a una trayectoria fundamental lineal. Al introducir imperfecciones pequeñas, la carga máxima resistida disminuye considerablemente y se evidencian pequeñas deformaciones hasta antes de alcanzar dicho punto.

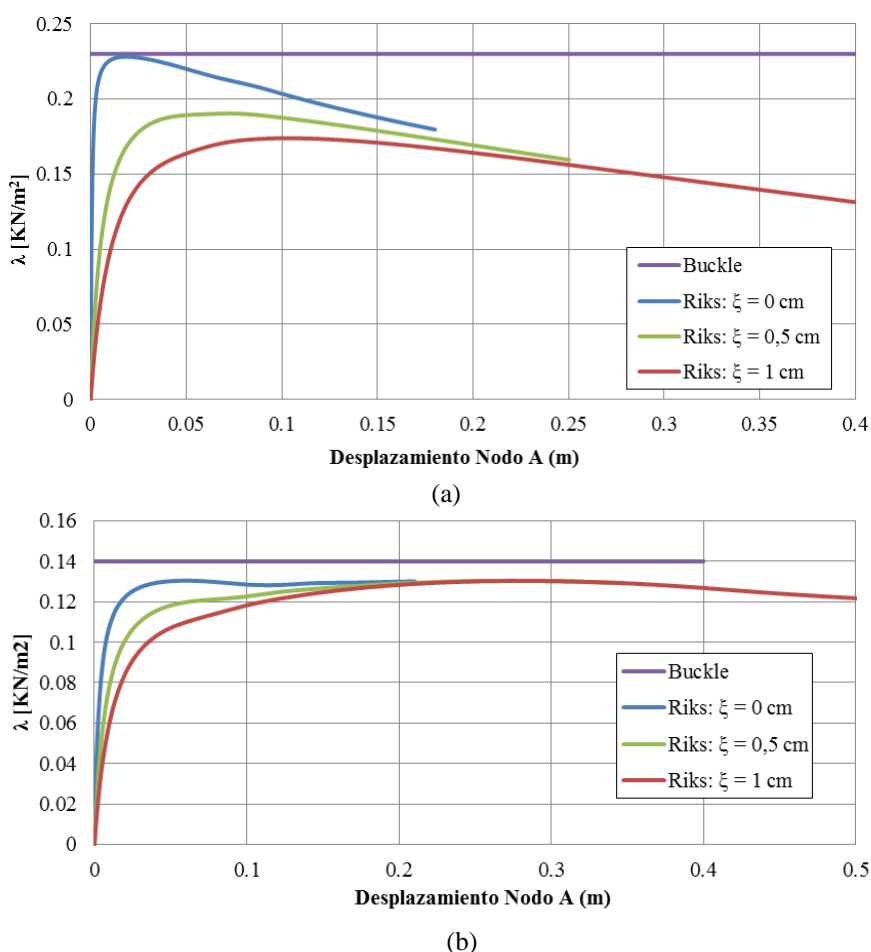


Figura 19: Trayectoria de equilibrio del Nodo A para apoyos cada 0,5 m, (a) 1,5 m libres a barlovento, (b) 3 m libres a barlovento.

Las figuras 18 y 19 presentan las trayectorias de equilibrio obtenidas al aumentar el sector libre a barlovento, se observa que al disminuir la rigidez en la zona a barlovento (a partir de quitar apoyos) se presenta una tendencia a disminuir la carga crítica como también a aumentar las deformaciones.

En todos estos análisis, la deformación se concentra en la pared del tanque de la zona a barlovento en dirección del flujo cambiando principalmente la carga máxima y la magnitud de deformación al plantear diferentes escenarios de mecanismo de colapso. En la Figura 20 puede verse la deformación típica vista en todos los análisis GNIA realizados; particularmente se muestra la del modelo con apoyos cada 0,5 m y 1,5 m libres con imperfección $\xi = 1$ cm.

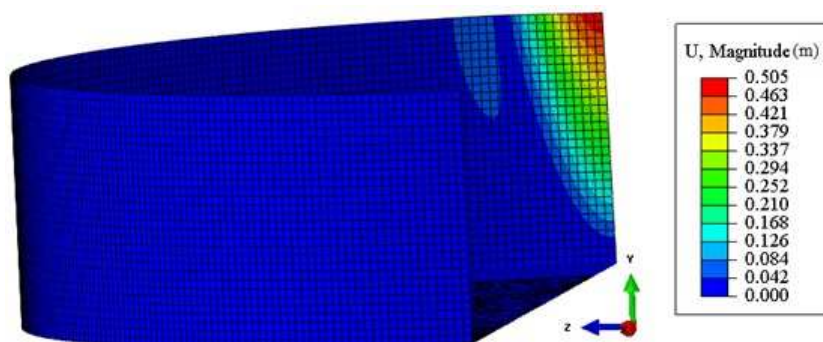


Figura 20: Deformada para el tanque con apoyos cada 0,5 m y 1,5 m libres ($\xi = 1$ cm).

Las cargas máximas resultantes pueden verse resumidas en la [Tabla 2](#) y [Figura 21](#) para las diferentes simulaciones considerando una magnitud de imperfección creciente y condiciones de borde con menores restricciones. Queda en evidencia que al perder rigidez, la carga de colapso disminuye y la deformación en la cual se produce aumenta. Esta falta de restricción en el apoyo está asociada al hecho que el tanque no se encuentra anclado a la base durante la construcción. Las velocidades de viento asociadas a condiciones de borde con posibilidad de desplazamiento en la zona a barlovento (1,5 m o 3 m libres a barlovento) y $\xi = 1$ cm se corresponden con la velocidad registrada en el momento del colapso.

Análisis RIKS con apoyos cada 0,5 m	U1 (m)	λ^{\max} (kN/m ²)	Velocidad viento (km/h)
$\xi = 0$ cm	0,002	0,309	70,9
$\xi = 0,5$ cm	0,056	0,246	63,2
$\xi = 1$ cm	0,077	0,216	59,3
1,5 m libre y $\xi = 0$ cm	0,018	0,228	60,9
1,5 m libre y $\xi = 0,5$ cm	0,074	0,190	55,6
1,5 m libre y $\xi = 1$ cm	0,104	0,174	53,2
3 m libre y $\xi = 0$ cm	0,059	0,130	46,1
3 m libre y $\xi = 0,5$ cm	0,273	0,130	46,1
3 m libre y $\xi = 1$ cm	0,278	0,130	46,1

Tabla 2: Valores de desplazamiento, carga máxima (λ^{\max}) y velocidad del viento asociada.

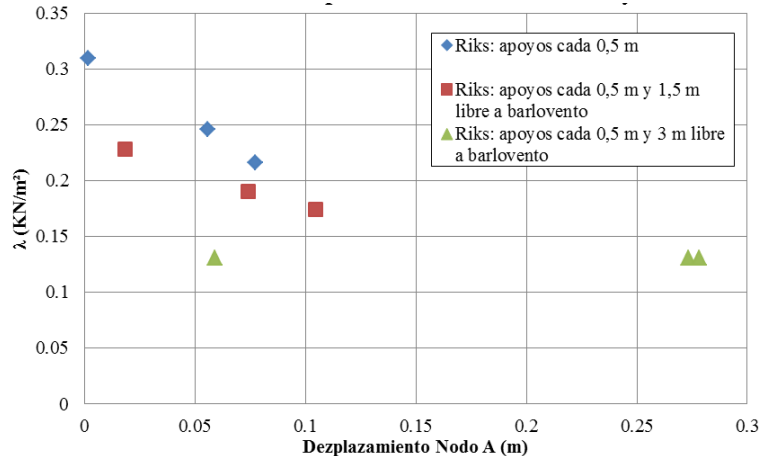


Figura 21: Desplazamiento del nodo A vs. carga crítica (λ^{\max}) al aumentar ξ .

5.3 Comparaciones entre las simulaciones y la estructura colapsada

Al contrastar los resultados numéricos con los experimentales se puede ver que las deformaciones producidas en los modelos flexibles ensayados en túnel de viento se corresponden con los resultados numéricos obtenidos con análisis no lineal geométrico con imperfecciones, como se observa en la [Figura 22](#). Además, guardan relación con las deformaciones vistas en el tanque real, comparando con la [Figura 23](#), donde se observa que parte de la última virola fue retirada siendo la zona donde faltaba completar los trabajos de soldadura

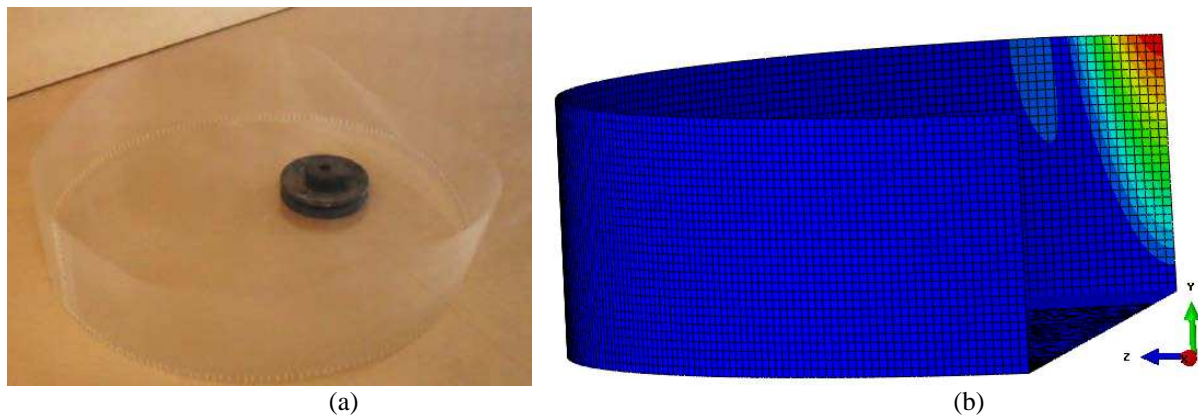


Figura 22: Comparación resultados de la modelación, (a) experimentales, (b) numéricos.



Figura 23: Deformación tanque real luego de extraer parte de la quinta virola.

A partir de los análisis experimentales de flujo se comprueba que en la zona a barlovento se producen turbulencias en el interior del tanque que se traducen en succiones que ayudan al colapso, aumentando la presión de viento que debe resistir la zona a barlovento y produciendo cargas de levantamiento en el piso del tanque. Los análisis experimentales muestran una deformada similar a la deformada final del tanque real al tener un flujo constante equivalente a 94 km/h (Figura 24(b)), en la cual el punto de la base a barlovento toca el suelo por la inclinación de la presión del viento en la pared una vez ya deformada en exceso la estructura. Antes de producido dicho suceso el punto de la base a barlovento también se encontraba elevado como puede verse en la Figura 24(a), en la cual el flujo de viento alcanza velocidades equivalentes a 78 km/h. Estas mayores velocidades podrían tener correspondencia con ráfagas no registradas en el momento del colapso. Todos los análisis se realizaron con un flujo constante, mientras que la estructura real pudo haber estado sometida a ráfagas de viento.



Figura 24: Deformación del modelo (pesa 0,5r) a: (a) 78 Km/h; (b) 94 Km/h.

En los análisis computacionales de autovalores y autovectores (LBA) con el modelo principal se obtiene una velocidad de colapso de 57,1 km/h. En este análisis no se tienen en cuenta las imperfecciones geométricas que pueden surgir por la construcción, las cuales mostraron su importancia en la velocidad de colapso en los análisis de GNIA. Tampoco se considera en ningún análisis la condición de la última virola que no se encontraba completamente soldada, por lo que puede decirse que sería esperable una velocidad de colapso de aproximadamente 57 km/h si la última virola se hubiese encontrado soldada por completo.

Los análisis GNIA muestran que tan sólo una imperfección con la primera forma de modo y amplitud $\xi = 1$ cm es suficiente para disminuir la velocidad de colapso de 71 km/h a 59 km/h. De igual forma, al disminuir la rigidez entre la base y la pared a barlovento disminuye de manera similar la velocidad de colapso; esto podría aparecer al fallar una soldadura.

5.4 Propuestas para evitar el colapso

Los análisis experimentales permitieron comprobar que los tanques vacíos sin techo presentan ante la acción del viento, cargas internas de succión que ayudan al colapso incluyendo el levantamiento del piso en tanques no anclados. La [Tabla 3](#) presenta las velocidades de colapso en los modelos flexibles según la ubicación de la pesa en el modelo.

Al colocar la pesa próxima a la zona a barlovento la forma de modo de la estructura cambia, sin producirse levantamientos del suelo y aumentando considerablemente la velocidad de colapso. Esto se debe a que se produce una suerte de empotramiento en dicha zona sin permitirles a las cargas de succión en el suelo ayudar en el colapso de la estructura.

Por este motivo se ha pensado un método para aumentar la carga crítica de colapso que consiste en colocar peso en la base cercana a las zonas a barlovento según vientos predominantes, que se retirarían con una grúa previo a la colocación del techo.

Ensayos Modelo Flexible			
Ubicación Pesa	Velocidad Colapso (km/h)	Deformación	Observación
Centro (1r)	45	Leve	Levantamiento base
0,5 r	63	Leve	Levantamiento base
0,5 r	78	Intensa	Levantamiento base
0,5 r	94	Totalmente deformado	Levantamiento base, salvo punto a barlovento
A barlovento (0,1 r)	69	Leve	Cambia forma de modo
0,1 r	84	Moderada	Cambia forma de modo
0,1 r	111	Intensa	Cambia forma de modo

Tabla 3: Resumen velocidad de colapso y caracterización del daño en modelos flexibles.

En el resumen de los resultados numéricos con análisis no lineal geométrico con imperfecciones (GNIA), presentado en la [Figura 21](#), puede verse que al aumentar los apoyos próximos a la zona a barlovento aumentan las cargas críticas. También se ve reflejado en los resultados del análisis de bifurcación lineal (LBA) ya que con el modelo principal (con el apoyo en el suelo y empotrado en el centro del tanque) se obtiene una velocidad de colapso de 57 km/h mientras que en el secundario (empotrado en el borde del tanque) de 68,7 km/h.

6 CONCLUSIONES

Este trabajo plantea un estudio secuencial experimental-computacional para evaluar el pandeo por cargas de viento en un tanque de almacenamiento ubicado en una zona dedicada a la explotación petrolífera en la provincia de Río Negro a 10 km al norte de la ciudad de General Roca. Los ensayos en túnel de viento permitieron analizar la influencia de la acción del viento sobre el tanque y el análisis numérico permitió evaluar la respuesta estructural del tanque frente al estado de carga experimental. Las normas que tratan la acción del viento o el diseño de tanques de almacenamiento no contemplan el proceso constructivo. En consecuencia, los tanques diseñados a través de los requisitos establecidos en dichas normas, pueden presentar problemas de pandeo para cargas de viento inferiores a las previstas.

Los resultados obtenidos con el modelo flexible permiten realizar las siguientes conclusiones para el tanque:

- El modelo físico flexible ensayado en túnel de viento presenta deformadas similares a las observadas en el colapso de la estructura. La deformada de la estructura colapsada corresponde a la forma de modo típica observada en cilindros abiertos en su parte superior bajo la acción del viento, con grandes desplazamientos fuera del plano de la cáscara en el sector a barlovento
- Al aumentar la rigidez en la zona a barlovento, utilizando un considerable peso cercano a la pared (que podrían ser anclajes), aumenta la velocidad de viento de colapso y cambia la forma de modo típica en colapsos de tanques por acción del viento.

La distribución de presiones obtenida con el modelo rígido permite realizar las siguientes conclusiones para el tanque:

- Los coeficientes de presión externos no presentan diferencias con respecto a lo evaluado por otros investigadores o lo presentado en el reglamento.
- Los coeficientes de presión interiores muestran una diferencia importante respecto a lo reglamentario ya que los valores varían entre -0,4 y -0,6 salvo a sotavento donde alcanzan valores aproximados a -0,15.
- Estas succiones interiores altas a barlovento sumadas a las presiones exteriores generan una acción de viento resultante mayor a la que resultaría de la aplicación del reglamento, haciendo que los valores reglamentarios no sean conservadores. Esto puede generar que el pandeo se produzca a velocidades de viento menores ya que las cargas de pandeo son afectadas principalmente por los valores de presión a barlovento y su extensión sobre la cáscara.
- La succión que se registra en el fondo también contribuye a reducir las cargas de pandeo, ya que favorece al levantamiento del fondo. Este aspecto es importante ya que la mayoría de los tanques no se encuentran anclados durante la construcción.

Los datos obtenidos con los modelos numéricos permiten realizar las siguientes conclusiones para el tanque:

- Las velocidades de viento que provocaron el colapso del tanque, en cualquiera de los modelos numéricos, son representativas de las registradas con mayor frecuencia en episodios de tormentas de viento en la zona patagónica.
- Los resultados presentes muestran que la metodología de LBA, considerando las vinculaciones con el suelo y apoyos en el centro del tanque (“modelo principal”), es una alternativa sencilla para obtener la carga de colapso esperable, al no tener en cuenta la presencia de imperfecciones.
- La metodología de GNIA es una alternativa a los procedimientos experimentales en estas estructuras sensibles a imperfecciones pudiendo obtener cargas de colapso esperables para

distintos niveles de imperfección.

Además de las conclusiones ya mencionadas podría agregarse una de carácter más general:

- Una consideración importante es que estos episodios de falla durante el proceso constructivo no son contemplados en las normativas y no se tienen en cuenta en el diseño de la estructura. Sin embargo, el colapso genera demoras en la ejecución y mayores costos. La presencia de anclajes podría limitar este comportamiento ya que si el levantamiento del apoyo no fuera posible, la inestabilidad del equilibrio se produciría para cargas que se relacionan con velocidades de viento mayores, que no son tan frecuentes como los que se presentaron en estos casos considerados.

Agradecimientos: Este trabajo fue realizado con subsidios de Universidad Nacional del Comahue, Universidad Nacional de Córdoba y CONICET a través del proyecto PIP 0126. Se agradece al Laboratorio de Dinámica de Fluidos Ambientales de la Universidad Nacional del Comahue (UNCO) con el asesoramiento del Dr. Jorge Lassig en la realización de los ensayos sobre modelos flexibles. Los autores agradecen la ayuda prestada por el Ing. Jorge Mariguetti y el personal de apoyo del Laboratorio de Aerodinámica “Jacek P. Gorecki”. También al Grupo de estudio de Polímeros Sintéticos y Naturales, UNCO, con el asesoramiento del Mg. Edgardo Santarelli y el técnico Pedro Sosa para la realización de ensayos de material.

REFERENCIAS

- ABAQUS, *User's Manuals*, Version 6.3 Hibbitt, Karlsson and Sorensen Inc. Rhode Island, 2006.
- API Standard 650, *Welded steel tanks for oil storage*. American Petroleum Institute, Washington, D.C., 2011.
- ASCE-7-02. *Minimum design loads for building and other structures*. Reston, VA., 2002.
- ASTM D 882, *Standard Test Method for Tensile Properties of Thin Plastic Sheeting*. 2002.
- CIRSOC 102. *Acción del viento sobre las construcciones*. Buenos Aires, 2005.
- Delatte, Norbert J., *Beyond Failure: Forensic Case Studies for Civil Engineers*. ASCE Press, 2009.
- Flores, F.G. and Godoy, L.A., Buckling of short tanks due to hurricanes. *J. Engineering Structures*, 20(8):752-760, 1998.
- Godoy, L.A. and Flores, F.G., Imperfection-sensitivity to elastic buckling of wind loaded open cylindrical tanks. *J. Structural Engineering and Mechanics*, 13(5):533-542, 2002.
- Godoy, L.A., Performance of Storage Tanks in Oil Facilities Following Hurricanes Katrina and Rita. *ASCE Journal of the Performance of Constructed Facilities*, 21(6):441-449, 2007.
- Greiner, R., *Cylindrical shells: wind loading, Chapter 17 in Silos*. Ed.C.J. Brown&L.Nielsen, EFN Spon, 378-398, 1998.
- Holroyd, R.J., On the behaviour of open-topped oil storage tanks in high winds (Part 1). *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 12:329-352, 1983.
- Jaca, R.C. y Godoy, L.A., Colapso de un tanque metálico en construcción bajo la acción del viento. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 3(1):73-83, 2003.
- Jaca, R.C., *Límites Inferiores en Inestabilidad de Láminas de Tanques de Pared Delgada*. Tesis Doctoral, Universidad Nacional de Córdoba, 2008.
- Jaca, R.C. y Godoy, L.A., Wind buckling of metal tanks during their construction. *Thin Walled Structures*, 48:453-459, 2010.

- Kundurpi, P.S., Samavedam, G., and Johns, D.J., Stability of cantilever shells under wind loads. *ASCE J. Engineering Mechanics Division*, 101(5):517-531, 1975.
- Lassig, J., Jaca, R.C., Burgos, C., Cicerone, E., Godoy, L.A., Evaluación de presiones y respuesta estructural de tanques de almacenamiento de petróleo mediante túnel de viento. *Proceedings II Congreso Latinoamericano de Ingeniería de Vientos*, CLIV 2, 2012.
- MacDonald, P.A, Kwok, K.C.S. and Holmes, J.D., Wind loads on circular storage bins, silos and tanks: I. Point pressure measurements on isolated structures. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 31:165-187, 1988.
- Noon, R.K., *Forensic Engineering Investigation*. Boca Raton, FL: CRC Press, 2001.
- Portela, G., Godoy, L.A. Wind pressures and buckling of cylindrical steel tanks with conical roof. *J. Construction Steel Research*, 61(6):786-807, 2005.
- Riks, E., The application of Newton's method to the problem of elastic stability. *Journal of Applied Mechanics*, 39:1060-1065, 1972.
- Riks E., An incremental approach to the solution of snapping and buckling problems. *International Journal of Solids and Structures*, 15:529-551, 1979.
- Rish, R.F., Forces in cylindrical shells due to wind. *Proc. Inst. Civil Engineers*, 36:791-803, 1967.
- Sosa, E.M. and Godoy, L.A., Non-linear dynamics of above-ground thin-walled tanks under fluctuating pressures. *Journal of Sound and Vibration*, 283:201-215, 2005.
- Uematsu, Y., Koo, Ch., and Kondo, K., Wind loads on open-topped oil storage tanks. *Bluff Bodies Aerodynamics & Applications*, 20-24, 2008.