

INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA Y FLUIDO-ESTRUCTURA EN EL MODELADO DE TORRES EÓLICAS DE EJE HORIZONTAL ANTE CARGA SÍSMICA

Diego F. Turello^{a,b,c,d}, Mauro S. Maza^a, Sergio Preidikman^{a,c}, Fernando G. Flores^{a,c} y Federico Pinto^{a,c}

^a*Depto. Estructuras FCEfyN UNC, 5000 Córdoba, Argentina. diego.turello@unc.edu.ar*

^b*UCC-FI, Avenida Armada Argentina 3555 (X5016DHK), Córdoba, Argentina*

^c*IDIT – UNC-CONICET, Av. Vélez Sarsfield 1611, Córdoba, Argentina*

^d*GIMNI – UTN-FRSF, Lavaisse 610, 3000 Santa Fe, Argentina.*

Palabras clave: Interacción suelo-estructura, Interacción fluido-estructura, Aeroelasticidad computacional, Energía eólica, Turbina eólica.

Resumen. La tendencia actual en lo que refiere al diseño y análisis de aerogeneradores de eje horizontal es incrementar su tamaño para conseguir aumentar la energía extraída del recurso eólico. Al estar instaladas en regiones sísmicamente activas, las turbinas eólicas tienen el riesgo potencial de ser alcanzadas por algún tipo de solicitación sísmica durante su vida útil, lo cual hace necesario estudiar el desempeño de este tipo de estructuras ante este tipo de cargas. Para modelar correctamente este tipo de estructuras bajo solicitaciones sísmicas, además de la interacción fluido-estructura es necesario tener en cuenta la interacción suelo-estructura, la cual está caracterizada por la tipología de fundación de la torre y los parámetros materiales del suelo y las estructuras de fundación. El interés de este trabajo es explorar las consecuencias de la introducción de fenómenos de interacción suelo-estructura en la respuesta de este tipo de aerogeneradores. En una primera etapa, se estudian las propiedades modales de la torre considerando interacción suelo-estructura y luego se estudia el desempeño de las estructuras en operación, sometida a la acción sísmica.

Keywords: Fluid-structure interaction, Soil-structure interaction, Computational aeroelasticity, Wind energy, Wind turbine.

Abstract. Lately, the current trend in wind turbine analysis and design is to make bigger turbine in order to maximize the energy extracted from the wind. Wind turbine are often times installed in seismic active areas, which makes them vulnerable to seismic loads at some point over the operational life span. Hence, it is necessary to address the performance of wind turbines under seismic loads. In order to analyze this kind of problems, on top of fluid-structure interaction it is necessary to take into consideration the soil-structure interaction which is characterized by the soil mechanical properties and the foundation. In this contribution, the consequences of introducing soil-structure interaction of the mechanical model of wind turbines are investigated. Firstly, the modal properties are studied and later the performance of the complete structure is addressed.

1. INTRODUCCIÓN

En este trabajo se modela una turbina eólica de eje horizontal de gran tamaño en donde se tienen en cuenta los efectos de interacción fluido-estructura entre las palas y el medio-aire, y la interacción suelo-estructura entre el medio-suelo y las fundaciones. El análisis se realiza en el dominio del tiempo debido a las no-linealidades presentes en el problema, tanto en la parte aeroelástica como en la de interacción suelo-estructura. El problema aeroelástico se aborda con un enfoque de co-simulación, vinculando dos herramientas computacionales independientes: i) LHAWT/AC (ver Gebhardt (2012)) la cual es una implementación del Método de Red de Vórtices Inestacionario (UVLM) (Preidikman (1998)) desarrollada para simular aerodinámicamente turbinas eólicas de eje horizontal de tres palas y ii) Simpack (ver Flores (2011)) el cual es un programa de simulación dinámica estructural basada en el Método de Elementos Finitos que admite no linealidades geométricas y materiales.

Las cargas aerodinámicas no-conservativas calculadas con LHAWT/AC se aplican sobre el modelo estructural de Simpack, del cual a su vez se obtienen posiciones y velocidades que intervienen en las condiciones de borde del problema aerodinámico. El acoplamiento se realiza por medio de un esquema de interacción débil desarrollado específicamente para este tipo de problemas como el planteado por Maza et al. (2014). La herramienta computacional resultante permite realizar simulaciones en el dominio del tiempo con integración explícita de las ecuaciones de movimiento, y es capaz de representar el comportamiento aeroelástico no-lineal e inestacionario con un costo computacional moderado a bajo.

Las fundaciones de las turbinas eólicas de grandes dimensiones pueden ser de diversas tipologías, i.e. zapatas aisladas circulares, zapatas ancladas, mono-pilotes, grupo de pilotes, dependiendo su elección de múltiples factores, entre los que se encuentran: el tamaño de la turbina, las cargas a transmitir al suelo, las propiedades mecánicas del suelo de fundación, la estructuración del perfil de suelo en la zona de fundación, etc.

El uso de la zapata aislada circular es una práctica común en este tipo de casos, por ello es la tipología que se adopta como caso de estudio en este trabajo (Svensson (2010)).

La interacción suelo-estructura (ISE) depende fuertemente de la tipología de la fundación y las propiedades mecánicas de los medios intervinientes. Como una primera aproximación a modelar esta interacción, se propone el uso de modelos concentrados standard resorte-amortiguador para estimar la rigidez estática y dinámica del sistema suelo-fundación. Además se considera una masa agregada a la de la fundación que es la masa de suelo que se mueve solidaria a la fundación. Al considerar estos modelos concentrados es necesario introducir los amortiguadores o disipadores viscosos para modelar la radiación de energía que se da en el medio suelo al considerarlo como un medio semi-infinito. Para determinar las rigideces en sentido vertical, lateral, al giro y de torsión, así como también los coeficientes de los amortiguadores en cada uno de estos sentidos y las masas agregadas, se considera un disco rígido sobre un semi-espacio homogéneo elástico como lo propuesto en Zhang y Wolf (1998).

En Argentina, los parques eólicos se disponen en locaciones correspondientes a diferentes categorías de peligrosidad sísmica. Algunos de estos parques eólicos se sitúan en zonas de bajo riesgo sísmico (como el caso de los parques eólicos de Loma Blanca, Rawson y Diadema en la provincia de Chubut), pero otros se localizan en zonas de peligrosidad creciente, desde la categoría reducida (El Jume en provincia de Córdoba) a la categoría media o elevada (Arauco o Valle de la puerta en la provincia de La Rioja) según el mapa de zonificación sísmica publicado por el INPRES (2013). Por este motivo, es necesario incorporar en las verificaciones estructurales la respuesta sísmica de las turbinas eólicas, teniendo en cuenta los efectos de interacción

suelo-estructura que se desarrollan en las fundaciones de estas torres y que afectan la respuesta general del sistema completo.

2. MODELO ESTRUCTURAL ANALIZADO

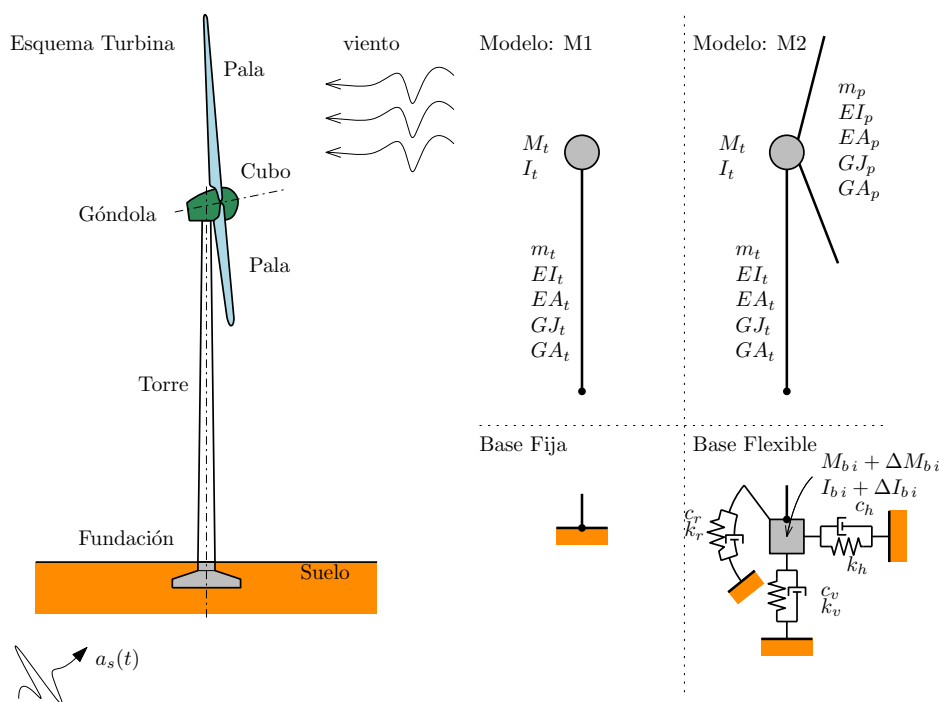


Figura 1: Esquema de la turbina y de los modelos mecánicos analizados.

En este trabajo se analizan dos modelos estructurales, el primero denominado M1 que es un modelo simplificado de la estructura y el segundo denominado M2 que cuenta con la flexibilidad y masa distribuida de las palas. Un esquema de estos modelos se muestra en la Figura 1.

El modelo M1 es un modelo de péndulo invertido de la estructura y cuenta con parámetros de masa y rigidez variables en la longitud para la torre y toda la masa e inercia de la góndola, cubo y palas está concentrada en el nodo superior del modelo. Este modelo se usa principalmente para validar los resultados en el caso de la turbina sin rotar y sometida a la acción sísmica. En el modelo M2 las palas se modelan como elementos de vigas con masa y rigidez variables en la longitud. Además en este modelo existen giros relativos entre el cubo y la góndola lo que permite modelar la situación de la turbina con las palas girando. El ángulo de ataque de las palas es una variable de entrada del problema y en este caso no se controla durante la simulación.

En este modelo se adopta una torre constituida por una sección transversal anular de acero, con diámetro exterior variable entre $d_{et} = 10,87$ m a $6,13$ m y espesor variable entre $t_t = 0,0347$ m a $0,0253$ m, para las secciones de la base de la torre y la sección superior, respectivamente. El material adoptado para la torre tiene propiedades mecánicas: $E_t = 2,1 \times 10^2$ GPa, $\nu_t = 0,3$, $\rho_t = 7850$ kg/m³. La altura de la torre hasta la góndola es de $H = 135$ m.

Las palas están compuestas por los modelos snl-100 del Sandia National Laboratories, con 100 m de longitud y cuyas propiedades mecánicas se pueden ver en la publicación de Griffith (2013). La masa de cada una de las palas es de $m_p = 1,12 \times 10^5$ kg.

La masa de la góndola, el cubo y las vigas de unión suman $M_g + M_c = 14,07 \times 10^5$ kg.

Tanto para las palas como para la torre se adoptan elementos finitos de viga 3D con una

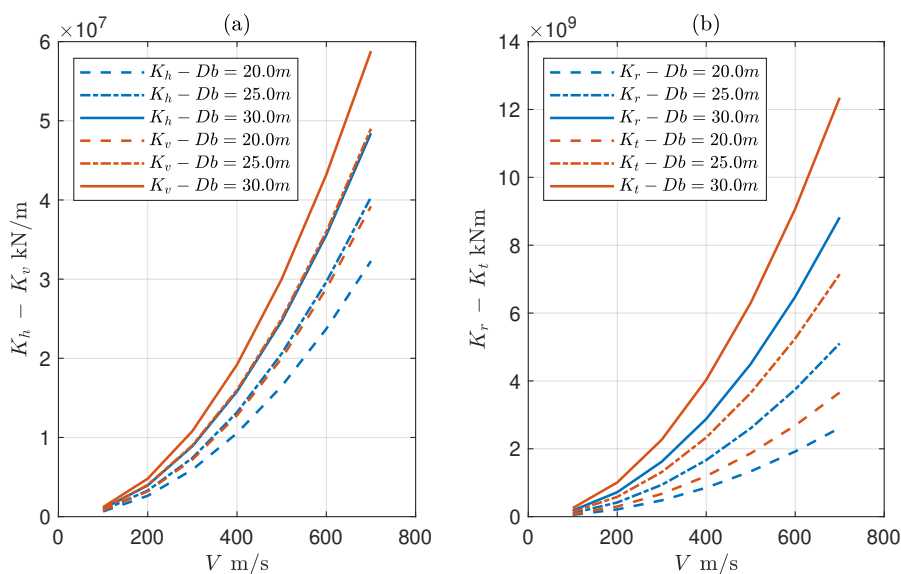


Figura 2: Variación de la rigidez estática de las fundaciones en función de V_s y D_b para: (a) Coeficientes de rigidez vertical K_v y lateral K_h y (b) Coeficientes de rigidez al giro (rocking) K_r y torsional K_t .

formulación de tipo Geométricamente Exacta (GEBT) (Simo (1985), Simo y Vu-Quoc (1986)), y una representación de cuerpos rígidos para la góndola y el cubo (es decir, no se representan individualmente los mecanismos internos).

3. RIGIDEZ DE LA FUNDACIÓN

En esta sección se determinan los parámetros de rigidez, amortiguamiento y masa agregada que proveen las fundaciones superficiales de las torres eólicas, adoptadas en este trabajo.

Para tener en cuenta la variación de la rigidez de los suelos de fundación, la cual será una característica de la ubicación de la granja eólica, en este trabajo se consideran velocidades de propagación de ondas de corte que van de $V_s = 200 - 600$ m/s. A bajas deformaciones, se considera que el módulo de corte del suelo se calcula como: $G_{s\text{ini}} = \rho_s V_s^2$, con ρ_s la densidad del suelo. Esta rigidez a bajas deformaciones es válida para vibraciones de muy pequeña amplitud. En el caso de solicitaciones sísmicas, la respuesta del suelo es altamente no lineal desde el comienzo, existiendo una degradación de la rigidez inicial que dependerá de la magnitud del sismo y las características de los suelos intervinientes. En este trabajo, se considera una rigidez lineal equivalente para el suelo en la fase de sismo cuyo módulo de corte es $G_s = 0,70 G_{s\text{ini}}$. Otra variable fundamental en la caracterización de la rigidez estática de la fundación son los parámetros seccionales de las bases. En este caso se consideran diámetros de bases que pueden tomar valores de: $D_b = 20,00\text{m} - 25,00\text{m} - 30,00\text{m}$ (Maunu (2008), Svensson (2010)).

En la Figura 2 se muestran los coeficientes de rigidez estática de las fundaciones en función de la velocidad de propagación de ondas de corte del suelo V_s y el diámetro de la base D_b . Puede verse que los coeficientes de rigidez varían en forma cuadrática con la velocidad de propagación de ondas V_s .

Para construir dos escenarios de rigideces, uno denominado rígido y otro blando (*stiff* y *soft* en adelante), se adopta la combinación $V_s = 600 \text{ m/s} - D_b = 30,00 \text{ m}$ para la hipótesis *stiff* y $V_s = 200 \text{ m/s} - D_b = 20,00 \text{ m}$ para la hipótesis *soft*. De esta forma se obtienen los parámetros mostrados en la Tabla 1.

Hipótesis		Vertical	Lateral	Rocking	Torsional
Soft	K (kN/m – kNm)	3.200e+09	2.635e+09	2.133e+11	2.987e+11
	C (kNs/m ² – kNms)	1.360e+08	7.642e+07	2.901e+09	2.270e+09
	ΔM (kg – kgm ²)	5.302e+06	3.767e+06	2.065e+08	7.287e+07
Stiff	K (kN/m – kNm)	4.320e+10	3.558e+10	6.480e+12	9.072e+12
	C (kNs/m ² – kNms)	9.180e+08	5.159e+08	4.547e+10	3.298e+10
	ΔM (kg – kgm ²)	1.436e+07	9.181e+06	1.370e+09	4.540e+08

Tabla 1: Coeficientes de rigidez K , disipación C y masa agregada ΔM para las dos hipótesis de base flexible consideradas, *soft* y *stiff*, considerando la rigidez de suelos a bajas deformaciones.

En adelante, se utilizarán las denominaciones *fix-soft-stiff* para hacer referencia a la condición de sustentación de los modelos estructurales. En los modelos con base fija (*fix*) se impone la restricción cinemática en el nudo inferior de la torre, donde se restringen los desplazamientos y los giros. En los modelos con base flexible (tanto *soft* como *stiff*), el nudo inferior de la torre está vinculado al medio suelo a través de elementos *spot* en Simpack, que proporcionan tanto la rigidez elástica como la disipación viscosa en las direcciones consideradas. Además en este nudo se coloca la masa de la fundación más la contribución de la masa agregada. Un esquema de estos modelos se muestra en la Figura 1 (por cuestiones de claridad en la figura no fueron incluidos todos los pares resorte-amortiguador).

4. MODOS Y FRECUENCIAS INCLUYENDO ISE

En esa sección se muestran los modos y frecuencias del modelo de la turbina eólica considerando los efectos de interacción suelo-estructura, para la situación de la turbina sin rotar. En este punto debemos aclarar que en esta primera colaboración en el tema no hemos considerado los efectos que la rotación de las palas tienen sobre los modos y frecuencias naturales del sistema, lo cual se deja abierto como un trabajo futuro.

A modo de comparación, se estima la primera frecuencia fundamental para el modelo simplificado M1 (considerando la estructura como un péndulo invertido con la masa concentrada en el nudo superior) en función de lo propuesto por Vugts (2000) como:

$$f_1 \cong \sqrt{\frac{3,04 EI}{(M_t + 0,277 m_t H) 4 \pi^2 H^3}} \quad (1)$$

donde, EI es la rigidez flexional de la torre considerada constante, M_t es la masa puntual en el extremo superior (masa de la góndola, cubo y palas en este caso), m_t es la masa distribuida de la torre y H es la altura de la torre. Como en este caso la rigidez flexional de la torre no es constante en la altura, se consideran los valores de diámetro externo y espesor a 1/3 y 2/3 de la altura de la torre para calcular un entorno probable para esta primera frecuencia aproximada.

En la Tabla 2 se muestran las frecuencias fundamentales de los primeros dos modos para los modelos M1 y M2, como así también los valores de referencia obtenidos con la expresión 1. Puede verse que la expresión aproximada es muy dependiente de los valores de rigidez considerados y que las frecuencias obtenidas con ambos modelos para base fija (M1-fix y M2-fix)

ajustan bien a esos valores de referencia. En el modelo M2, al incluir la flexibilidad de las palas las frecuencias son menores que en el modelo M1 que solo considera una masa e inercia concentrada en la punta de la torre. El modo 3 del modelo M1 (segundo modo de flexión ya que el modo 2 es igual al modo 1 pero en la dirección ortogonal) es comparable al modo 18 del modelo M2, ya que en el modelo M2 la flexibilidad de las palas introduce modos intermedios entre los modos de flexión exclusivos de la torre. La incorporación de la fundación en la determinación de los modos y frecuencias fundamentales reducen las frecuencias naturales del sistema. Esta reducción depende de la rigidez de los sistemas suelo-fundaciones y en el caso denominado *stiff* la reducción es mínima pero en el caso *soft* la reducción puede llegar al 10.28 % de la frecuencia fundamental obtenida con base fija.

En la Figura 3 se muestran los dos primeros modos de flexión de la torre para los modelos M1 y M2 y considerando la base fija. Los modos para los casos *stiff* y *soft* son similares a los mostrados.

Modo	Fix			Stiff		Soft	
	Analítico	M1	M2	M1	M2	M1	M2
1	0.182-0.132	0.1917	0.1598	0.1909	0.1594	0.1720	0.1478
3/18	-	2.1146	2.1584	2.1004	2.1520	1.8069	1.9919

Tabla 2: Frecuencias fundamentales en Hz de los modelos analizados M1 y M2 para distinta situación de la fundación.

5. REGISTROS SÍSMICOS A CONSIDERAR

Los registros sísmicos considerados en este trabajo son los correspondientes a las señales registradas en los sismos de Imperial College, Loma Prieta y Chichi, los cuales se ajustan a los espectros elásticos de diseño del reglamento INPRES (2013), considerando zonas 4 y 2 para suelos tipo-b y factor de importancia B.

En la Figura 4 se muestran las historias de aceleraciones como fracciones de la aceleración de la gravedad para las diferentes señales consideradas y en la Figura 5 se muestran los espectros del INPRES (2013) y los correspondientes a las señales ajustadas. Se puede ver que las señales ajustan bien a los espectro de diseño salvo en la zona del plafón con menores períodos, lo que se debe a una limitación en el software utilizado para ajustar los acelerogramas. Como la estructura tiene un periodo fundamental que cae fuera del plafón ($T_1 \approx 5,22\text{ s} - 6,77\text{ s}$ para las hipótesis de base fija y base flexible *soft*, respectivamente) se consideró que el ajuste es razonable a los fines del trabajo.

6. RESULTADOS OBTENIDOS

Se muestran a continuación algunos resultados obtenidos con los modelos M1 y M2 para la señal de Loma Prieta ajustada al espectro Z4-Sb-B del INPRES (2013). En este caso el sismo está alineado con la dirección del eje de la turbina, excitando principalmente los desplazamientos en x de la torre y las palas.

En la Figura 6 se muestran los desplazamientos relativos a la base para los modelos M1-fix y M2-fix en la hipótesis de sismo (S) sin viento. En este caso no se considera amortiguamiento material en la torre. Se puede ver que la respuesta de ambos modelos ajusta relativamente bien a los desplazamientos máximos obtenidos mediante superposición modal espectral para ambas

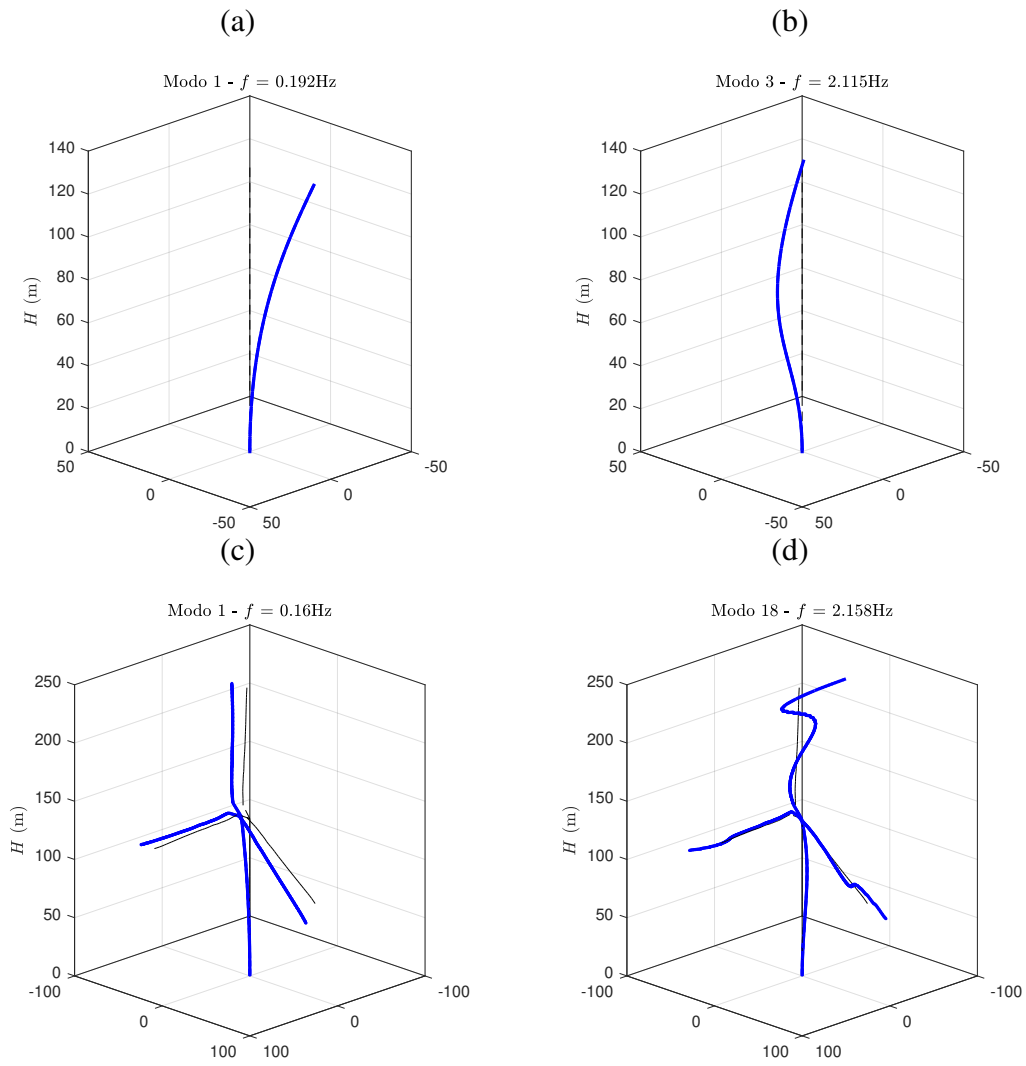


Figura 3: Modos de vibrar para: (a) Modo 1 y (b) Modo 3 del modelo M1-fix; (c) Modo 1 y (d) Modo 18 del modelo M2-fix.

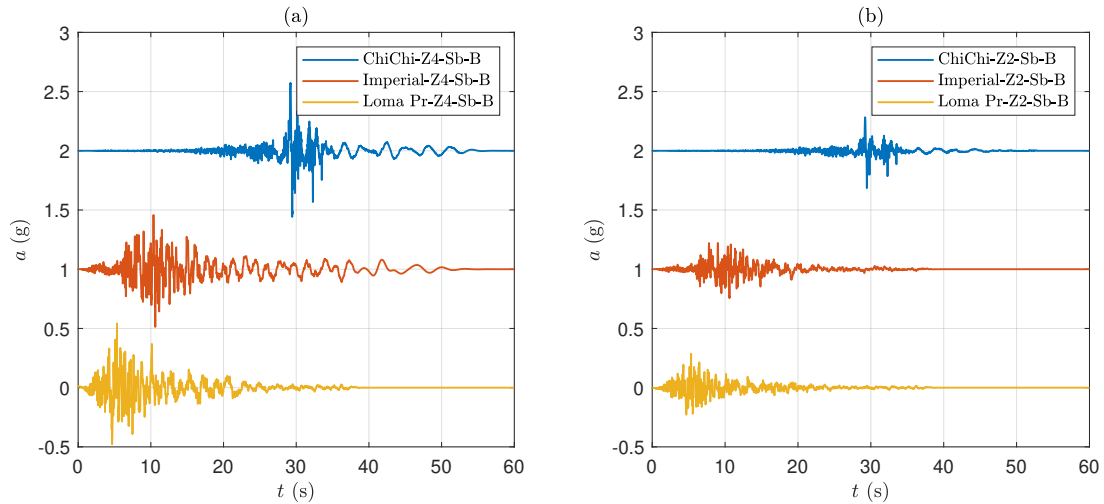


Figura 4: Distintos acelerogramas a considerar en el análisis ajustados a los espectros correspondientes a: (a) zona 4 y (b) zona 2 del INPRES (2013).

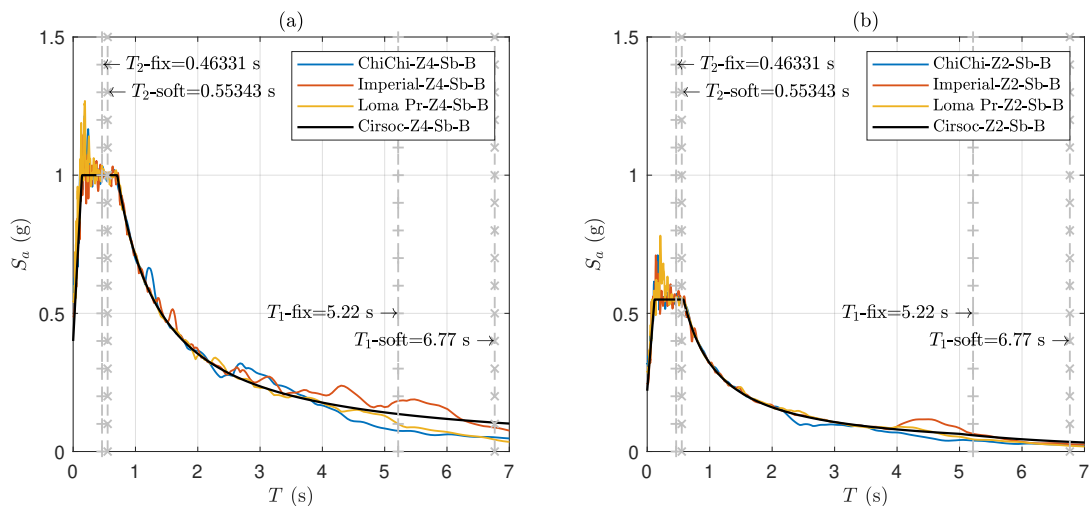


Figura 5: Espectros elásticos de diseño correspondientes a: (a) zona 4 y (b) zona 2 del INPRES (2013). Se muestran también los espectros de los registros considerados.

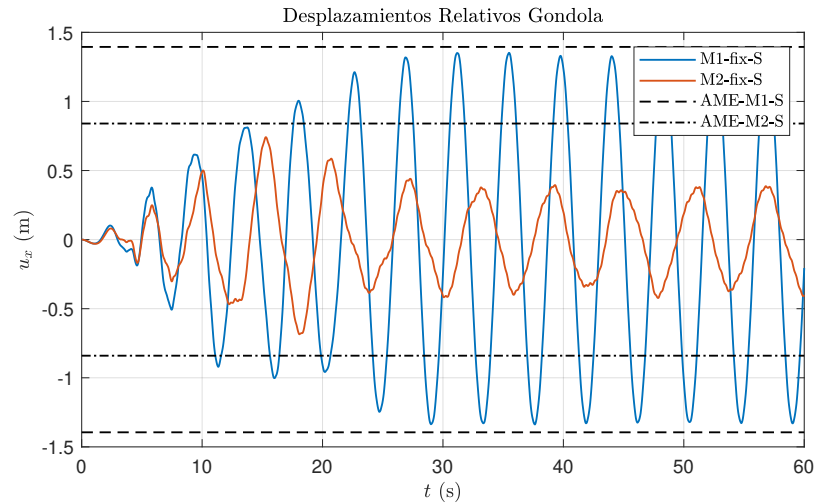


Figura 6: Validación de los desplazamientos relativos a la base de la torre en dirección x de la góndola para los modelos M1 y M2 en la hipótesis S .

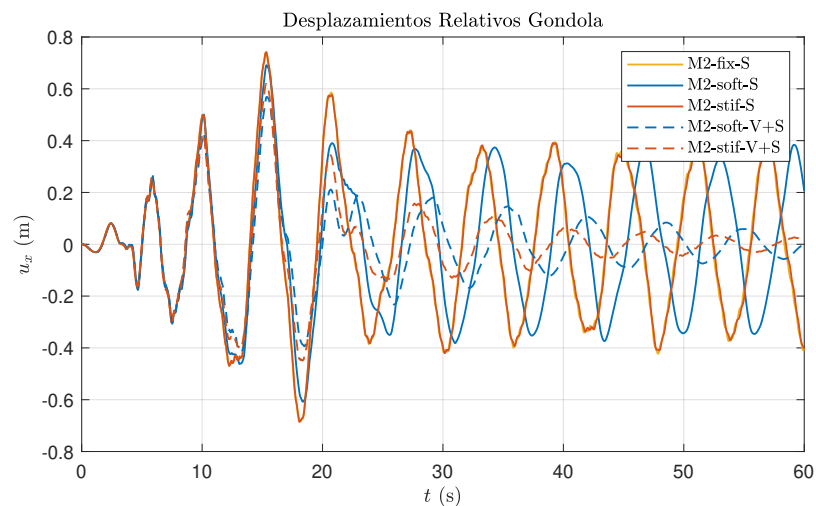


Figura 7: Desplazamientos relativos a la base de la torre en dirección x de la góndola para los modelos considerados y las hipótesis de S y $V + S$.

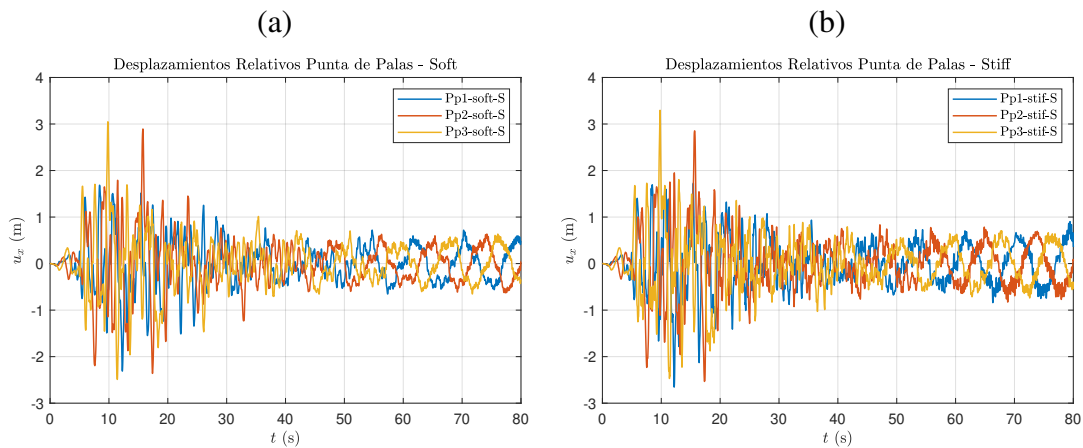


Figura 8: Desplazamientos relativos entre las hipótesis V y $V + S$ en dirección x de la punta de pala correspondientes a: (a) hipótesis *soft* y (b) hipótesis *stiff*.

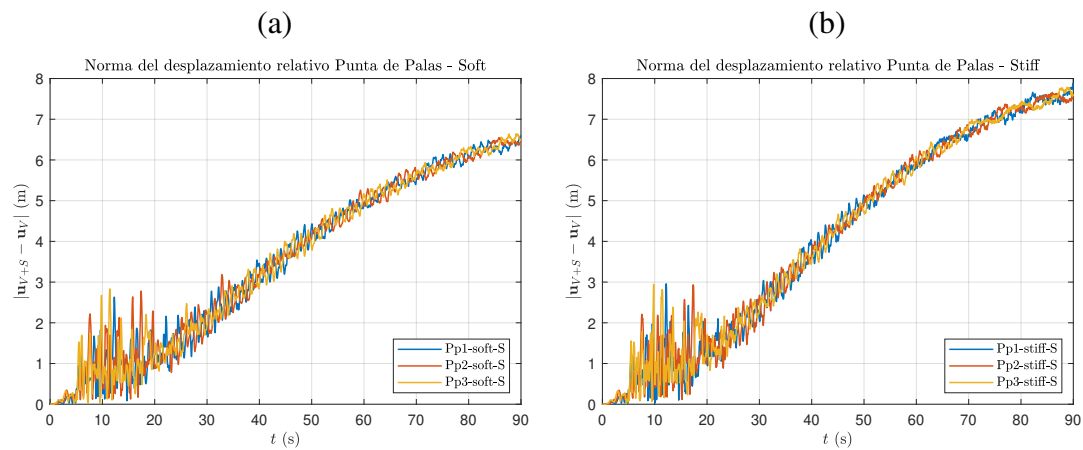


Figura 9: Norma del desplazamiento relativo 3D entre la punta de palas entre las hipótesis de V y $V + S$, correspondientes a: (a) hipótesis *soft* y (b) hipótesis *stiff*.

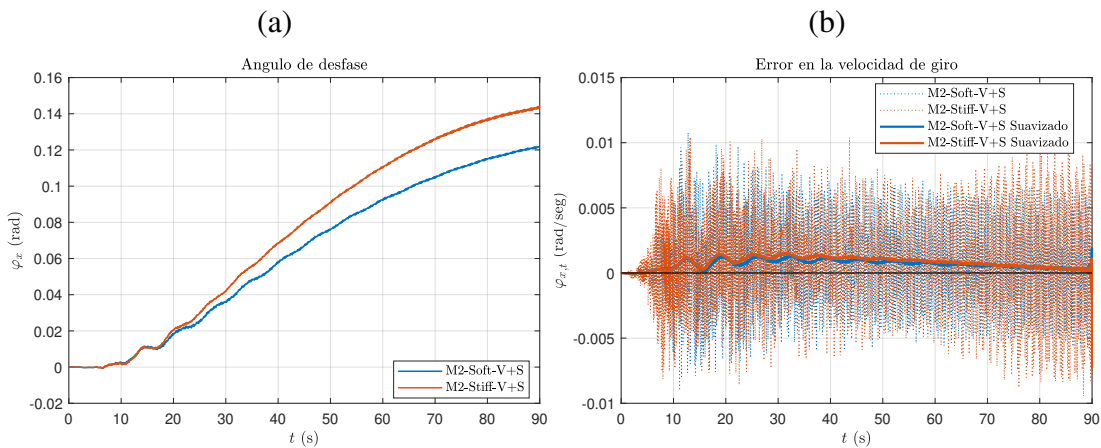


Figura 10: (a) Ángulo de desfase en el giro del rotor y (b) error en la velocidad de giro del rotor.

situaciones (curvas AME-M1-S y AME-M2-S, respectivamente y considerando el espectro de la señal considerada ajustado a $\xi = 0,00$).

En la Figura 7 se muestran los desplazamientos relativos a la base de la torre para las hipótesis de sismo y sismo+viento, S y $S + V$, respectivamente. Para la hipótesis S (curvas llenas), se puede ver que los resultados para base *fix* y *stiff* son muy similares pero que la respuesta con base *soft* se encuentra desfasada y con valores máximos menores que en el caso anterior. En la hipótesis $S + V$ (curvas a trazos) al considerarse la interacción fluido-estructura en las palas, las cargas aerodinámicas no-conservativas que se producen al vibrar las palas, disipan energía y proporcionan un grado de amortiguamiento importante al DOF en dirección x de la góndola.

En la Figura 8 se muestran los desplazamientos x de las puntas de las palas relativos entre las hipótesis de $V + S$ y solo V , es decir se calculan los desplazamientos relativos a la posición que tiene la punta de la pala girando a la velocidad impuesta al rotor. En los gráficos se denominan como S , estos desplazamientos relativos entre las dos hipótesis. Se puede ver que durante la etapa de excitación fuerte del sismo, el desplazamiento relativo alcanza valores máximos cercanos a 3,05 m para la hipótesis *soft* y 3,30 m para la hipótesis *stiff*. Luego de la fase de excitación severa, el desplazamiento relativo parece alcanzar un valor estable alrededor de 0,63 m y 0,70 m, *soft* y *stiff* respectivamente. Estos valores de desplazamiento relativo no sugieren el riesgo de colisión entre las palas y la torre.

Si se grafica la norma del vector distancia relativa en 3D (Figura 9) entre las puntas de cada una de las palas para las hipótesis V y $V + S$, se puede ver que luego de la fase de excitación severa las distancias relativas producto de la fase de sismo S continúan aumentando pero con una tasa decreciente, pareciendo estabilizarse para valores largos de simulación. Este comportamiento se debe a que durante la fase de excitación severa, el rotor se desacelera debido a la disipación que se da en las palas al vibrar alrededor de la posición de equilibrio que tendrían si no existiera el sismo. Para clarificar este punto se grafica en la Figura 10-(b) el error o diferencia en la velocidad de rotación del rotor entre las hipótesis V y $V + S$. Si bien se observa una historia de velocidades relativas con componentes de vibración de alta frecuencia, la tendencia suavizada es siempre positiva (significando que la respuesta en $V + S$ se atrasa respecto a V). Además se debe notar que la velocidad de rotación relativa entre las dos hipótesis crece durante la fase de excitación severa y que luego de transcurrido el sismo, como la velocidad del viento no ha cambiado, el rotor tiende a acelerarse nuevamente hasta su situación de equilibrio similar a la que tenía antes del sismo. Si se integran las diferencias de velocidades hasta un instante de tiempo t se puede graficar el ángulo de desfase en el giro del rotor como una función del tiempo (Figura 10-(a)). En esta figura también se ve que el ángulo de desfase tiende a estabilizarse para tiempos largos de simulación. Cabe aclarar que los efectos giroscópicos no parecen ser significativos, pero este es un punto que sigue en discusión entre el conjunto de investigadores.

7. CONCLUSIONES

En este trabajo se modeló una turbina eólica de grandes dimensiones sometida a sismo. La interacción fluido-estructura se tiene en cuenta a través de un esquema de interacción débil entre un código que calcula las cargas aerodinámicas en las palas y el código estructural que calcula la respuesta mecánica de la estructura. La interacción suelo-estructura se tiene en cuenta a través de modelos discretos standard resorte-amortiguador en cada DOF del punto de vinculación de la estructura con el suelo. Puede verse que la inclusión de una base flexible blanda en la fundación modifica los modos y frecuencias de manera significativa, pudiendo variar la frecuencia fundamental cerca del 10 % respecto a la frecuencia obtenida con base fija. En general este tipo de estructuras son relativamente flexibles respecto a otras construcciones civiles,

con un período fundamental ($T_1 \approx 5,22 \text{ s} - 6,77 \text{ s}$) bastante alejadas del plafón del espectro $0,14 \text{ s} < T_1 < 0,71 \text{ s}$. En este sentido la consideración de un sistema suelo-fundación blando aumenta el período fundamental del sistema lo cual implicaría una menor demanda sísmica. Al considerar las hipótesis de sismo más viento con la turbina en operación, el sismo excita las palas las cuales vibran respecto a la posición de equilibrio que hubieran tenido si no se manifestaba el sismo, generando una disipación extra de energía en el sistema lo que desacelera el rotor. Luego de transcurrido el sismo, el rotor acelera hasta la velocidad de rotación de operación. Los desplazamiento relativo entre la punta de las palas y la torre no sugieren el riesgo de colisión entre las estructuras de las palas y de la torre. Como trabajos futuros se indican que se están estudiando los efectos de la rotación del cubo y las palas sobre los modos y frecuencias naturales del sistema y los efectos giroscópicos inducidos por las vibraciones rotacionales del cubo. En este sentido, se menciona que la consideración de los efectos giroscópicos, al rigidizar las palas y a la estructura en general, tendería a producir modos fundamentales con periodos mas chicos, lo que podría incrementar la demanda sísmica sobre estas estructuras.

REFERENCIAS

- Flores F.G. *SIMPACT, An Explicit Finite Element Program*. Departamento de Estructuras, U.N.C., 2011.
- Gebhardt C.G. *Desarrollo de simulaciones numéricas del comportamiento aeroelástico de grandes turbinas eólicas de eje horizontal*. Tesis de Doctorado, Departamento de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, 2012.
- Griffith D.T. The sn100-01 blade: carbon design studies for the sandia 100-meter blade. *Sandia National Laboratories Technical Report, SAND2013-1178*, 2013.
- INPRES C. Reglamento argentino para construcciones sismorresistentes. *Parte I, Construcciones en General*, 2013.
- Maunu P. Design of wind turbine foundation slabs. 2008.
- Maza M.S., Preidikman S., y Flores F.G. Unsteady and non-linear aeroelastic analysis of large horizontal-axis wind turbines. *International journal of hydrogen energy*, 39(16):8813–8820, 2014.
- Preidikman S. *Numerical Simulations of Interactions Among Aerodynamics, Structural Dynamics, and Control Systems*. Tesis de Doctorado, Department of Engineering Science and Mechanics, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA, 1998.
- Simo J. y Vu-Quoc L. A three-dimensional finite-strain rod model. part II: computational aspects. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 58:79–116, 1986.
- Simo J.C. A finite strain beam formulation - the three-dimensional dynamic problem. i. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 49:55–70, 1985.
- Svensson H. Design of foundations for wind turbines. 2010.
- Vugts J. Considerations on the dynamics of support structures for an offshore wind energy converter. 2000.
- Zhang C. y Wolf J.P. Dynamic soil-structure interaction: current research in China and Switzerland. 1998.