

## CRITERIOS DE FALLA DINÁMICOS EN UNA ESTRUCTURA ESBELTA DE MADERA CON PROPIEDADES DEL MATERIAL Y CARGA DE VIENTO ESTOCÁSTICAS

### DYNAMIC FAILURE CRITERIA IN A SLENDER WOOD STRUCTURE WITH STOCHASTIC MATERIAL PROPERTIES AND STOCHASTIC WIND LOADS

Laura V. González de Paz<sup>a</sup> y Marta B. Rosales<sup>b,c</sup>

<sup>a</sup>*Departamento de Ingeniería, Universidad Nacional del Sur, Bahía Blanca, Argentina,  
dtoinge@uns.edu.ar, <http://www.ingenieria.uns.edu.ar>*

<sup>b</sup>*Profesora Consulta, Universidad Nacional del Sur*

<sup>c</sup>*Investigadora principal Contratada Conicet*

**Palabras clave:** Criterios de Falla Dinámica, Modelo Estocástico, FEM, Carga de Viento, Poste de Madera.

**Resumen.** El reglamento argentino CIRSOC 102 propone simplificaciones para llevar el efecto dinámico de cargas de viento a una acción cuasi-estática. Sin embargo, al considerar un modelo estructural con variación en el espacio y el tiempo de los registros de carga de viento, los resultados deberían poder ser comparables a los obtenidos con la carga de reglamento. El criterio clásico de primer pasaje brinda resultados muy conservadores por lo que se busca estudiar un criterio que considere la proporción de tiempo de permanencia de la estructura en estado de falla. También se estudia la influencia de la variación en las propiedades del material a través del módulo de elasticidad. El modelo estructural consiste en un poste utilitario de madera con uno de sus extremos empotrado en el suelo y el otro libre, con propiedades estocásticas del material, a través de tres modelos de módulo de elasticidad: un modelo como variable aleatoria, y dos modelos de campo estocástico. Se comparan las curvas de fragilidad para los distintos modelos a fin de evaluar la idoneidad de cada enfoque.

**Keywords:** Dynamic Failure Criteria, Stochastic Model, FEM, Wind Load, Wood Pole.

**Abstract.** The Argentine standard CIRSOC 102 proposes simplifications to transform the dynamic effect of wind loads to a quasi-static action. However, when considering a structural model with variation in space and time of the wind load records, the results should be comparable to those obtained with the standard load. The classical first passage criterion provides highly conservative results, therefore a criterion that considers the proportion of time the structure remains in a failure state is explored. The influence of the variation in the material properties through the modulus of elasticity is also studied. The structural model consists of a utilitarian wood pole with one end embedded in the ground and the other free, with stochastic properties of the material, through three elastic modulus models: one model as a random variable, and two models of stochastic field. Fragility curves for different models are compared to evaluate the suitability of each approach.

## 1. INTRODUCCIÓN

En este trabajo se analiza la confiabilidad de un poste utilitario de madera, sometido a carga de viento dinámica estocástica y con propiedades de material aleatorias. Se tomó como referencia el caso determinístico con carga de reglamento indicada en [CIRSOC 102 \(2005\)](#), el cual propone simplificaciones que tienen en cuenta efectos de forma, localización y dinámica de cargas variando en el tiempo, resultando en una acción cuasi-estática, que simplifica el cálculo de los esfuerzos y deformaciones estimados de una estructura dada. Por lo tanto, si se considera la variación en el espacio y el tiempo de los registros de carga de viento, los resultados deberían poder ser comparables a los obtenidos con la carga de reglamento.

En trabajos anteriores, las autoras analizaron la influencia de la variabilidad en la carga y en las propiedades del material, proponiendo modelos para el módulo de elasticidad, una variable aleatoria y un campo aleatorio ([Gonzalez de Paz et al., 2016](#)). Posteriormente se estudió un modelo con zonas afectadas por nudos ([García et al., 2016](#); [Gonzalez de Paz et al., 2017](#)). En los mencionados trabajos se estudió la confiabilidad con el criterio clásico de primer pasaje ([Benaroya et al., 2005](#); [Shinozuka y Wu, 1988](#)), que brindaron resultados muy conservadores que no pudieron compararse de forma directa con los obtenidos en un modelo con carga cuasi-estática. Esto llevó a explorar criterios que consideran la proporción de tiempo de permanencia de la estructura en estado de falla ([Gonzalez de Paz y Rosales, 2019](#)). El modelo estructural estudiado consiste en un poste utilitario de madera *Eucalyptus grandis* con uno de sus extremos empotrado en el suelo y el otro libre, con propiedades estocásticas del material, a través de tres modelos de módulo de elasticidad: variable aleatoria, campo estocástico a partir de una expansión de Karhunen Loeve no gaussiana, y otro campo estocástico con un modelo de zonas débiles por la presencia de nudos. El poste está sujeto a una carga de viento a lo largo de toda su longitud. Dicha carga es una función espacio-temporal calculada con el método de representación espectral ([Shinozuka y Deodatis, 1991](#)), a partir del espectro de potencia de Davenport ([Dyrbye y Hansen, 1996](#)), que tiene en cuenta la correlación espacial y temporal. El modelo estructural está discretizado con FEM y se utilizó el método de Monte Carlo. En este estudio se asumió como falla un valor máximo de desplazamiento en el extremo superior del poste. Se analizaron las curvas de fragilidad, que representan la probabilidad de falla en función a la carga, para los distintos modelos de material y criterios mencionados a fin de evaluar la idoneidad de cada enfoque.

## 2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO

### 2.1. Modelo estructural

El modelo estudiado es un poste utilitario de *Eucalyptus grandis*, que consiste en una columna vertical cuya sección es circular, con un diámetro variable linealmente en su longitud, y está embebida en el suelo. El modelo estructural es una viga empotrada a nivel de suelo y sujeto a una carga transversal de viento. Los parámetros de propiedades de la madera y cantidades geométricas (altura y diámetros a nivel de suelo y cima), se obtuvieron de [Torrán et al. \(2009\)](#). Las cantidades geométricas son las presentadas en Tabla 1. El módulo de elasticidad

Altura	diámetro a nivel de suelo	diámetro en la cima
10.175 m	0.262 m	0.191 m

Tabla 1: Datos de geometría ([Torrán et al., 2009](#)).

(MOE, modulus of elasticity) se representó a través de su valor medio en el caso determinístico, como variable aleatoria, constante en toda la longitud, con ley de variación aleatoria gamma (Gonzalez de Paz et al., 2016); o como campo aleatorio, según dos modelos: a través de una expansión de Karhunen Loève no gaussiana, y con el modelo de zonas débiles que tiene en cuenta la variación del valor de MOE en zonas según la relación de nudosidad, y la disminución de sección considerando que el nudo no contribuye a la resistencia mecánica. De este último se propusieron dos variantes, en una no considerando la disminución de sección transversal, y en la otra, disminuyendo el segundo momento de área en las zonas con nudos. Estos modelos son descritos en Gonzalez de Paz et al. (2016) y Gonzalez de Paz et al. (2017).

## 2.2. Módulo de Elasticidad (Modulus of Elasticity, MOE)

### 2.2.1. MOE como variable aleatoria: $MOE_{VA}$

La PDF del MOE se obtiene de la aplicación del Principio de Máxima Entropía (PME) (Shannon, 1948). El dominio del MOE es real y positivo, y su segundo momento es acotado. Dadas las restricciones, la variable estocástica de MOE puede ser representada por una PDF gamma, con  $a$  y  $b$ , parámetros de forma y escala respectivamente.

$$f(H|a, b) = \frac{1}{b^a \Gamma(a)} H^{a-1} e^{-\frac{H}{b}} \quad (1)$$

Además,  $\mu_{MOE} = a b$  y  $\sigma_{MOE}^2 = a b^2$ , donde  $\mu_{MOE}$  es el valor medio y  $\sigma_{MOE}^2$  es la varianza, valores dados en este estudio:  $\mu_{MOE} = 10,935 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ ; coeficiente de variación COV = 14 % (Torrán et al., 2009).

### 2.2.2. MOE como campo aleatorio

#### Expansión Karhunen-Loève no gaussiana (EKL): $MOE_{KL}$

Esta expansión se aplicó para simular un campo aleatorio de MOE. Dicho campo se puede escribir como

$$E(x, \theta) = \bar{E}(x) + \sum_{i=1}^{\infty} \sqrt{\lambda_i} \xi_i(\theta) f_i(x) \quad (2)$$

donde  $\lambda_i$  y  $f_i(x)$  son los autovalores y autofunciones de la función de covarianza  $C(x_1, x_2)$ , respectivamente, donde la función de correlación es exponencial y está basada en ensayos experimentales (García, 2017). El parámetro  $\xi_i$  es un conjunto de variables aleatorias no correlacionadas. Siguiendo el trabajo de Mulani (2006), se aplica el método de transformación no lineal para obtener las variables aleatorias base  $\xi_i$  de la EKL de un proceso no gaussiano. Para la implementación práctica, las series se aproximan a un número finito de términos  $M$ .

#### Modelos de zona débil (weak zone, WZ):

En el modelo WZ, la pieza de madera estructural se modela como un compuesto de zonas débiles cortas conectadas por secciones de madera sana más largas. Las longitudes de las zonas débiles son proporcionales a cinco veces la dimensión del nudo. Este rasgo se observó en el relevamiento visual de nudos de madera y las fibras circundantes. El MOE de cada zona es constante y asignada aleatoriamente (García et al., 2016).

Los valores de referencia relativos al tamaño del nudo en postes de *Eucalytus grandis* se presentan en Torrán et al. (2009), siendo conocidos el valor medio de esta variable aleatoria y sus intervalos. Aplicando el PME, dadas las restricciones, resulta en una PDF exponencial truncada

para el MOE asignado a cada zona.

De acuerdo a [Torrán et al. \(2009\)](#), la dimensión de nudos es el segmento inferior del poste tiene los siguientes valores: mínimo 13 mm, medio 40 mm y máximo 100 mm. En el segmento superior, los valores son: mínimo 13 mm, medio 58 mm y máximo 100 mm. Para la separación entre nudos, se adopta la PMF presentada en [García et al. \(2016\)](#). Esta variable aleatoria tiene un valor medio  $\mu = 288.62$  mm y un desvío estándar  $\sigma = 175.52$  mm. El espacio muestral oscila entre 15 mm y 1040 mm. Los valores del MOE en este modelo se asignan aleatoriamente a través de su PDF marginal en función de la nudosidad ( $K$ ) en cada sección del poste (Tabla 2).

Parámetros	$K = 0$	$0 < K \leq 1/3$	$1/3 < K \leq 2/3$	$2/3 < K$
$\mu$ (GPa)	13.744	11.667	11.130	10.060
$\sigma$ (GPa)	1.922	1.344	1.395	1.264

Tabla 2: Parámetros de la PDF marginal gamma del MOE para cada valor de nudosidad  $K$ .

Como variantes de este modelo se propusieron:

1.  $MOE_{WZ0}$ : sólo considera la variación de MOE por tramos según la nudosidad. Se considera el segundo momento de área de la sección circular completa, sin huecos.
2.  $MOE_{WZI}$ : además de variación de MOE por tramos según la nudosidad, se afecta el segundo momento de área de la sección, descontando el sector circular según el tamaño del nudo.

### 3. CARGA DE VIENTO

Se aplican dos modelos de acción de viento en la longitud del poste. Uno de ellos es el propuesto por el reglamento argentino [CIRSOC 102 \(2005\)](#), y el otro es una carga dinámica estocástica que tiene en cuenta correlaciones espacial, variando en altura, y temporal.

#### 3.1. Carga de viento estocásticas

Con el fin de calcular la carga de viento dinámica estocástica en el dominio tiempo, es necesario recrear un registro temporal compuesto por dos contribuciones: una es un valor medio determinístico que varía con la posición, y la otra es un campo aleatorio fluctuante con variación en la posición y en el tiempo. La velocidad fluctuante del viento se obtiene aplicando el método de Representación Espectral (Spectral Representation Method, SRM) propuesto por [Shinozuka y Deodatis \(1991\)](#). El método parte de una Función de Densidad Espectral de Potencia (Power Spectral Density Function, PSDF) y una función de coherencia, a elegir de acuerdo con el tipo de problema a simular. Luego se crean las señales aleatorias superponiendo funciones armónicas con un ángulo de fase aleatorio ponderadas por coeficientes que representan la importancia del valor de la frecuencia dentro del espectro y la correlación espacial.

El proceso puede simularse de la siguiente forma:

$$f_j(t) = \sum_{k=1}^3 \sum_{n=1}^N |H_{jk}(\omega_n)| \sqrt{2\Delta\omega} \cos[\hat{\omega}_n t + \Phi_{kn}] \quad (3)$$

donde  $\Delta\omega$  es el intervalo de frecuencia con el cual se discretiza la PSDF,  $\omega_n = \Delta\omega(n - 1)$ ,  $\hat{\omega}_n = \omega_n + \psi_{kn}\Delta\omega$ ,  $\psi_{kn}$  es un valor aleatorio uniformemente distribuido entre 0 y 1,  $N$  es la

cantidad de rangos de frecuencia y,  $\Phi_{kn}$  son los ángulos de fase aleatoriamente independientes uniformemente distribuidos entre 0 y  $2\pi$ . El SRM requiere de la implementación de diferentes pasos. Se elige la PSDF de Davenport (Dyrbye y Hansen, 1996):

$$R_N(z, \omega) = \frac{\omega S(z, \omega)}{\sigma^2(z)} = \frac{2}{3} \frac{f_L^2}{(1 + f_L^2)^{4/3}} \quad (4)$$

donde  $\omega$  es la frecuencia en Hz,  $\sigma$  es la desviación estandar y  $f_L$  es la frecuencia adimensional:  $f_L = \omega L_u / U(z)$ .  $L_u$  es la escala de longitud de la turbulencia y  $U(z)$  es la velocidad media de viento a la altura  $z$ . La expresión para  $U(z)$  corresponde a la ley potencial adoptada por el reglamento argentino CIRSOC 102 (2005):  $U(z) = 2,01V(z/z_g)^{2/\alpha}$  donde  $V$  es la velocidad de viento nominal, que junto con  $z_g$  y  $\alpha$ , son valores dados por el reglamento mencionado dependiendo de las características de la localización de la estructura.

Luego, la función de coherencia asumida es

$$Coh(z_i, z_j, \omega) = \exp \left\{ -2\omega \frac{C_z |z_i - z_j|}{U(z_i) + U(z_j)} \right\} \quad (5)$$

donde  $z_i$  y  $z_j$  son las alturas de dos puntos dados del poste. Luego, cada  $S_{ij}$  de la matriz  $S(\omega)$ , para cada valor de frecuencia puede calcularse como

$$S_{ij}(z_i, z_j, \omega) = \sqrt{S(z_i, \omega)S(z_j, \omega)} Coh(z_i, z_j, \omega) \quad (6)$$

Siguiendo este procedimiento, se calcula cada valor  $S_{ij}(z_i, z_j, \omega)$  y luego, para cada frecuencia  $\omega$  se encuentran las matrices  $H(\omega)$ . Finalmente es posible construir la serie temporal dada por

$$u(z_j, t) = \sum_{k=1}^m \sum_{n=1}^N H_{jk}(\omega_n) \sqrt{2\Delta\omega} \cos[2\pi\hat{\omega}_n t + \Phi_{kn}]. \quad (7)$$

Coefficientes	$\sigma^2$	$L_u$	$C_z$	$\omega_c$	$\Delta\omega$	t	$\Delta t$	N	m
Valores	38.77	1200 m	11.5	2.5 Hz	0.004 Hz	300 s	0.3 s	625	10

Tabla 3: Valores adoptados empleados en el cálculo del campo de velocidad dependiente del tiempo.

Una vez que se determinan las componentes fluctuantes de la velocidad del viento, se emplea el reglamento argentino CIRSOC 102 (2005) para calcular la carga, con algunas modificaciones que tienen en cuenta la dinámica del viento. El reglamento define la fuerza transversal del viento  $F$  como:

$$F = q_z G C_f A_f \quad (8)$$

donde  $G$  es el factor de efecto de ráfaga,  $C_f$  es el coeficiente de fuerza que incluye el efecto de forma de la estructura,  $A_f$  es el área proyectada normal al viento.  $q_z$  es la presión de velocidad dinámica evaluada a la altura  $z$  de la estructura:

$$q_z = 0,613 k_z k_{zt} k_d V^2 I \quad (9)$$

donde  $k_z$  es el coeficiente de exposición de presión dinámica,  $k_{zt}$  es el factor topográfico,  $k_d$  es el factor de direccionalidad del viento,  $V$  es la velocidad básica del viento y  $I$  es el factor

de importancia.  $k_z$  es una función de la elevación  $z$  y la categoría de exposición que describe la rugosidad de la superficie del suelo usando información acerca de la topografía natural, vegetación y edificaciones en la vecindad de la estructura de interés.

Para la determinación de la componente fluctuante de la velocidad de viento, se usa la expresión  $V k_z = U(z)$  y la Ecuación 9 resulta:

$$\bar{q}_z = 0,613 k_{zt} k_d (U(z) + u(z)) V I \quad (10)$$

y la Ecuación 8:

$$F = \bar{q}_z G C_f A_f \quad (11)$$

La Tabla 4 muestra los valores adoptados de los coeficientes mencionados.

Coefficiente	$G$	$C_f$	$I$	$k_d$	$k_{zt}$	$\alpha$	$z_g$
Valor	1	2.0	1	0.85	1	9.5	274 m

Tabla 4: Coeficientes empleados en la determinación de la carga de viento de acuerdo con CIRSOC 102 (2005).

## 4. CRITERIOS DE FALLA

En general, la falla de una estructura ocurre cuando la demanda  $S$  es igual o mayor que un cierto estado límite  $R$ , i.e. la probabilidad de falla se escribe como

$$p_f = P[G(R, S) \leq 0] \quad (12)$$

donde  $G(\cdot)$  se conoce como *función de estado límite* y la probabilidad de falla es equivalente a sobrepasar el estado límite. El tipo de falla considerado es el operacional, sin llegar al colapso, analizando el máximo desplazamiento debido a la carga de viento sobre la estructura.

### 4.1. Criterio de falla estático

En este estudio el límite para el modelo con carga estática se establece cuando el desplazamiento en el extremo superior del poste (demanda  $S$ ) es igual o mayor que el desplazamiento permitido para este tipo estructural:  $R = H/100 = 0.10175$  m (CIRSOC 601, 2016).

### 4.2. Criterios de falla dinámicos

Las cargas y sus respuestas asociadas se pueden expresar como procesos estocásticos. La Figura 1 muestra una realización de la respuesta a una carga  $S$  que fluctúa alrededor de un valor medio. El umbral  $R = r$  representa el estado límite del sistema estructural. En este estudio,  $R$  adopta un valor determinístico, invariante en el tiempo.

#### 4.2.1. Tiempo de primer pasaje

El problema de primer pasaje está altamente relacionado con la confiabilidad de una estructura bajo carga dinámica (Benaroya et al., 2005). El término *falla de primer pasaje* no implica, sin embargo, que la estructura falle inmediatamente al momento en el cual la respuesta sobrepasa el umbral dado.

$$p_f = P(S(t) > R) \quad (13)$$

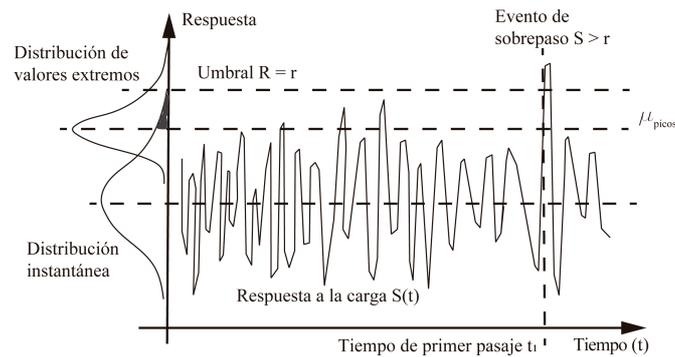


Figura 1: Realización típica de efecto de carga  $S(t)$  y umbral  $R$ , con  $R$  variable independiente del tiempo (Melchers y Hough, 2007).

donde  $p_f$  es la probabilidad de falla por primer pasaje,  $S(t)$  es la realización de la respuesta a la carga y  $R$  es el umbral de falla definido. El umbral separa el estado seguro del no seguro del proceso. Si el proceso excede el umbral al menos una vez, se dice que hay falla por primer pasaje.

#### 4.2.2. Proporción de desplazamiento integrado en el tiempo

El enfoque clásico considera la integración transferida a la carga o al proceso de carga, que se asume representable, sobre el periodo total de tiempo, por una distribución de valores extremos. Esto significa que el efecto de carga pasa de un proceso a una variable aleatoria. La resistencia también se supone invariante en el tiempo y el problema pasa a ser no variable en el tiempo, siendo posible desarrollar el análisis de manera clásica (Melchers y Beck, 2018).

En el enfoque de desplazamiento integrado en el tiempo, se considera el tiempo de vida útil total  $[0, t_L]$  como una unidad, y todas las propiedades estadísticas de todas las variables aleatorias están relacionados a dicho tiempo de vida. Las distribuciones de probabilidad de interés son las de respuestas máximas ante las cargas y las resistencias mínimas en el período de vida útil de la estructura. Sin embargo, la simple comparación de la carga máxima y la resistencia mínima no es apropiada ya que es altamente improbable que ocurran a la vez la máxima carga en coincidencia con la mínima resistencia. El enfoque de integrar en el tiempo se basa en el concepto de aplicar un sistema de carga a una estructura en intervalos regulares de tiempo, y la probabilidad de falla puede considerarse una función del número  $N$  aplicaciones estadísticamente independientes.

## 5. RESULTADOS

Como primer paso se determinó la función estado límite  $G(\cdot)$  estudiando los criterios de falla dinámica enunciados. Para esto se analizó el desplazamiento del extremo superior del poste para cada modelo MOE, con carga de viento dinámica correspondiente a la velocidad de falla determinística. Si dicho desplazamiento superara admisible, se estableció en condición de falla. Con el método de Monte Carlo se realizó el análisis sobre la distribución obtenida de los desplazamientos de cada modelo MOE, y se definió una  $G(\cdot)$  para cada criterio, y se compararon entre sí, adoptando una de ellas como criterio general. Finalmente, la función elegida se aplicó a los resultados de los modelos bajo carga generados en un rango de velocidades y se obtuvieron las curvas de fragilidad.

### 5.1. Análisis para la velocidad de falla estática

Se determinó que la velocidad a la cual el modelo determinístico alcanza el estado límite es  $V = 27.6$  m/s. Con este valor se generaron 1200 simulaciones de carga dinámica estocástica para cada modelo de poste con variación de MOE. Se obtuvieron los registros de desplazamientos del extremo superior del poste, que se analizaron según los criterios enunciados, cuyos resultados se muestran en la Figura 2.

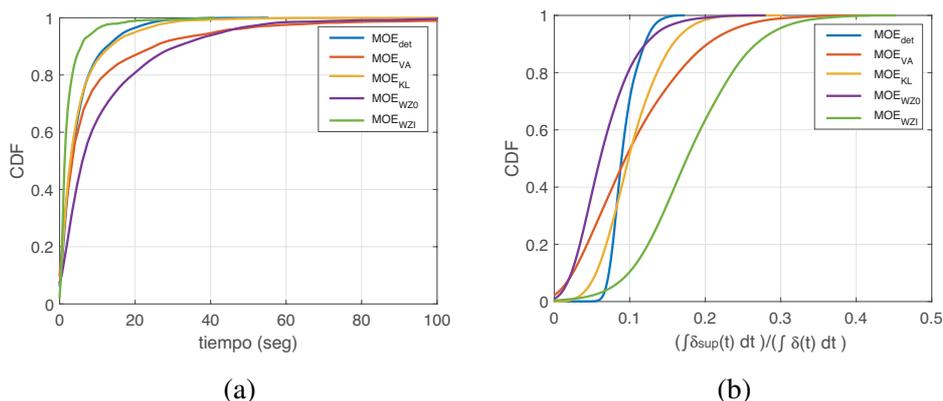


Figura 2: Criterios de falla dinámicos para diferentes modelos MOE y carga de viento para  $V = 27.6$  m/s. (a) Tiempo de primer pasaje. (b) Proporción de desplazamiento integrado en el tiempo.

La Figura 2a muestra la distribución del tiempo de primer pasaje en segundos para todos los modelos. La probabilidad de falla a la velocidad analizada es alta en todos los modelos, ocurriendo en una media inferior a los 10 segundos, concluyendo que resulta un criterio muy estricto para la definición de falla propuesta.

En la Figura 2b se observan las distribuciones acumuladas de la proporción entre las integrales en el tiempo de los desplazamientos que sobrepasan el umbral de falla y los desplazamientos totales, para los diferentes modelos MOE. Para la velocidad estudiada, el valor medio rondó entre el 9 % y el 10 % para los modelos MOE<sub>Det</sub>, MOE<sub>VA</sub> y MOE<sub>KL</sub>; en cambio para el modelo MOE<sub>WZ0</sub> el valor medio resultó ser del 6 % y para el modelo MOE<sub>WZI</sub> dicho valor fue del 18 %. Entre estos valores, se adopta para  $G(\cdot)$  el correspondiente al modelo MOE<sub>KL</sub> (Ecuación 14), cuyos resultados tienen menor dispersión y son más cercanos a los del modelo determinístico. Este comportamiento se observó también en el estudio de Gonzalez de Paz et al. (2016).

$$G_D : P \left( \frac{\int_t \delta_{sup}(t) dt}{\int_t \delta(t) dt} \geq 0,10 \right) > 0,5 \quad (14)$$

Donde  $\delta(t)$  es el desplazamiento en función del tiempo y  $\delta_{sup}(t)$  es el desplazamiento por encima de  $\delta_{umbral}$ , que es el desplazamiento máximo admisible para el modelo de falla estático.

### 5.2. Curvas de fragilidad para el criterio de modelo con MOE determinístico

Basado en la función  $G_D$  propuesta, se realizó el análisis de respuesta para velocidades de viento entre 18 m/s y 31.5 m/s. Con los resultados se construyeron las curvas de fragilidad para

cada modelo MOE, que se observan en la Figura 3. La función escalón de línea punteada representa la falla determinística, y se observa que las curvas correspondientes a los modelos  $MOE_{det}$ ,  $MOE_{VA}$  y  $MOE_{KL}$  presentan un rango de velocidades de falla que contiene a este valor de referencia. Las curvas correspondientes al modelo  $MOE_{WZ0}$ , que no tiene en cuenta la disminución del segundo momento de área, exhibe un rango de falla para velocidades mayores, mientras que la correspondiente al modelo  $MOE_{WZI}$ , que sí ve disminuido su segundo momento de área en los tramos con nudos, tiene un rango para valores menores. Esto puede deberse a la hipótesis del modelo  $MOE_{WZI}$ , que considera de la madera del nudo no contribuye a la rigidez a flexión, descontándose completamente de la sección, siendo una condición muy rigurosa, mientras que el modelo  $MOE_{WZ0}$  no considera esta disminución, y ofrece elementos con mayor rigidez final. El modelo más cercano al comportamiento real se encontraría entre los dos modelos  $MOE_{WZ0}$  y  $MOE_{WZI}$ , pero hacen falta más estudios. Se puede concluir que la función  $G_D$  es adecuada y el estado equivalente a la falla estática para el modelo dinámico se traduce en que el poste se encontrará un 10 % de su vida útil con el extremo superior sobrepasando el desplazamiento admisible.

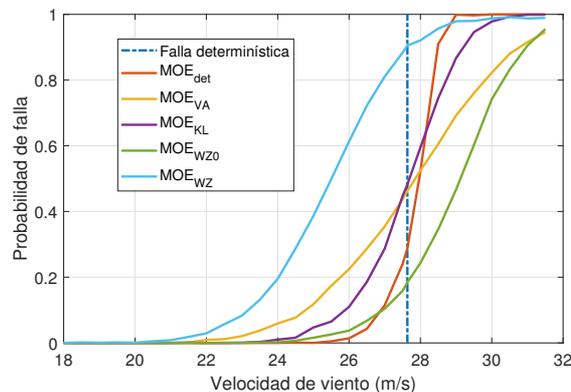


Figura 3: Curvas de fragilidad.

## 6. CONCLUSIONES

El reglamento argentino [CIRSOC 102 \(2005\)](#) sugiere procedimientos para simplificar el efecto dinámico de las cargas de viento a través de diferentes coeficientes. Al evaluar la confiabilidad de una estructura bajo carga de viento, debería considerarse la naturaleza estocástica de la respuesta debida a una carga aleatoria. El criterio equivalente a la falla de un modelo cuasi-estático es el primer pasaje, sin embargo, al aplicar este criterio a un modelo dinámico, la probabilidad de falla es alta a cargas menores. En un trabajo previo se estudiaron otros criterios relacionados al fenómeno de fatiga ([Gonzalez de Paz y Rosales, 2019](#)), concluyendo que el que mejor representa la falla sobre un modelo determinístico sometido a carga dinámica estocástica, el que considera la proporción de respuesta acumulada en el tiempo por encima del umbral definido de falla respecto a la acumulada total. En este trabajo se analizó la validez del criterio anterior si se considera aleatoriedad en el material a través del módulo de elasticidad, a partir de cuatro modelos: variable aleatoria ( $MOE_{VA}$ ), campo aleatorio con expansión de Karhunen-Loève no gaussiana ( $MOE_{KL}$ ), modelo de zonas débiles sin descontar sección por nudos ( $MOE_{WZ0}$ ) y modelo de zonas débiles modificando el segundo momento de sección en los tramos con nudos ( $MOE_{WZI}$ ). La función estado límite  $G_D$  se determinó analizando la distribución de la respuesta en los modelos mencionados, adoptando un límite representativo

para los modelos determinístico,  $MOE_{VA}$  y  $MOE_{KL}$ , que resultó como el 10 % de proporción de respuesta integrada en el tiempo respecto a la integral de la respuesta total. En base a este límite, se construyeron curvas de fragilidad para cada modelo MOE, representando la variación de la probabilidad de falla en función a la velocidad de viento que produce la carga dinámica. Se concluyó que el criterio adoptado es válido si se considera aleatoriedad en las propiedades del material y describe que la condición de falla equivale a proponer que la estructura acumule daño en un 10 % durante su vida útil. También se concluyó que los modelos propuestos de zonas débiles representan casos extremos, y hacen falta más estudios para determinar en qué grado varía la rigidez por la presencia de nudos en un tramo.

## REFERENCIAS

- Benaroya H., Han S.M., y Nagurka M. *Probability models in engineering and science*. CRC press, 2005.
- CIRSOC 102. *Reglamento Argentino de Acción del Viento sobre las Construcciones*. CIRSOC, 2005.
- CIRSOC 601. *Reglamento Argentino de Estructuras de Madera (Spanish)*, 2016.
- Dyrbye C. y Hansen S.O. *Wind loads on structures*. John Wiley & Sons, 1996.
- García D. Modelos numérico estocásticos de elementos estructurales de madera de eucalyptus grandis. *Universidad Nacional del Sur, Argentina*, 2017.
- García D.A., Sampaio R., y Rosales M.B. Vibrational problems of timber beams with knots considering uncertainties. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, 38(8):2661–2673, 2016.
- Gonzalez de Paz L.V., Garcia D.A., y Rosales M.B. Fragility curves of wood utility poles under stochastic wind load with material uncertain properties. En Martin I. Idiart and Ana E. Scarabino and Mario A. Storti, editor, *Mecánica Computacional Vol XXXIV*, páginas 151–161. 2016.
- Gonzalez de Paz L.V., Garcia D.A., y Rosales M.B. Reliability of wood utility poles under stochastic wind load and material considering knots. En Martin I. Idiart and Ana E. Scarabino and Mario A. Storti, editor, *Mecánica Computacional Vol XXXV*, páginas 1231–1241. 2017.
- Gonzalez de Paz L.V. y Rosales M.B. Comparison of failure criteria of a slender wood structure under stochastic and quasi-static wind loads. *Mecánica Computacional*, 37(17):657–666, 2019.
- Melchers R. y Hough R. En *Modeling complex engineering structures*. American Society of Civil Engineers, 2007.
- Melchers R.E. y Beck A.T. *Structural reliability analysis and prediction*. John Wiley & Sons, 2018.
- Mulani S.B. *Uncertainty Quantification in Dynamic Problems With Large Uncertainties*. Tesis de Doctorado, Virginia Tech, 2006.
- Shannon C.E. A mathematical theory of communication. *Bell System Technical Journal*, 3(27):279–423, 1948.
- Shinozuka M. y Deodatis G. Simulation of stochastic processes by spectral representation. *Applied Mechanics Reviews*, 44(4):191–204, 1991.
- Shinozuka M. y Wu W.F. On the first passage problem and its application to earthquake engineering. En *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, August*, páginas 2–9. 1988.
- Torrán E., Zitto S., Cotrina A., y Piter J.C. Bending strength and stiffness of poles of argentinean eucalyptus grandis. *Maderas. Ciencia y tecnología*, 11(1):71–84, 2009.